

DMIE - DIREZIONE MAINTENANCE E INVESTIMENTI ESERCIZIO
PTA - PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO PROTEZIONI ANTIRUMORE
PES - PROGETTAZIONE ESECUTIVA



AUTOSTRADA A1 MILANO - NAPOLI
da progr. km 585+000 a progr. km 588+000

PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO
AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO n. 447/95

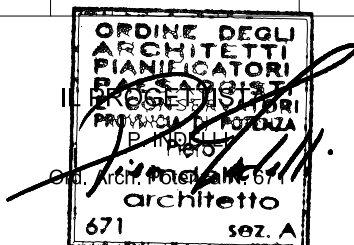
PROGETTO ESECUTIVO
MACROINTERVENTO 145
COMUNE DI VALMONTONE

ELABORATI STRUTTURALI

Titolo Elaborato

RELAZIONE DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Commessa	Codice Elaborato	Rev	Scala	Data
0I286	STR-001	1	-	04-2017



Rev	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
0	EMISSIONE	04-2017	K.GERMANI	E.PAMPANA	P. INDELLI	R. TURRI
1	VERIFICA AI FINI DELLA VALIDAZIONE DLGS 50/2016 E DPR 207/2010	05-2017		E.PAMPANA	P. INDELLI	R. TURRI
2						
3						

Autostrada A1 MILANO-NAPOLI
da progr. km 585+000 a progr. km 588+000

Macrointervento 145
Comune di Valmontone

RELAZIONE DI CALCOLO
DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE.....	8
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3. SOFTWARE DI CALCOLO	11
4. MATERIALI	12
4.1 CALCESTRUZZO	12
4.2 ACCIAIO	12
4.3 RESINE PER INGHISAGGI.....	12
5. METODO DI CALCOLO	13
5.1 CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI.....	13
5.2 STATI LIMITE ULTIMI	13
5.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	13
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	14
6.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	14
6.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	15
6.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE.....	16
6.3.1 COMUNE DI VALMONTONE	17
7. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA TRADIZIONALE.....	23
8. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA INTEGRATA	28
8.1 LUNGHEZZA MINIMA DI FUNZIONAMENTO	33
8.2 TERMINALI DELLA BARRIERA.....	33
8.3 SMALTIMENTO ACQUE.....	34
8.4 MATERIALI IMPIEGATI.....	34
8.5 MODALITA' DI INSTALLAZIONE.....	35
8.6 CONFORMITA' DEI DISPOSITIVI DI RITENUTA NELLE COSTRUZIONI STRADALI E LORO INSTALLAZIONE.....	39
8.7 RISULTATI DELLE PROVE IN SCALA REALE	39
9. DESCRIZIONE DELL'OPERA	41

10. DESCRIZIONE DELLE AZIONI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE

ANTIRUMORE E COMBINAZIONI DI CARICO 43

10.1 BARRIERA ANTIRUMORE TRADIZIONALE DIETRO SISTEMA DI RITENUTA	43
10.2 BARRIERA ANTIRUMORE INTEGRATA	43
10.3 CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE E SULLE FONDAZIONI	44
10.3.1 CARICHI PERMANENTI (G1)	44
10.3.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	44
10.3.3 CARICO VARIABILE DA VENTO (Q1)	44
10.3.4 CARICO VARIABILE DINAMICO DA RIMOZIONE NEVE (Q2)	53
10.3.5 CARICO VARIABILE DA NEVE (Q3)	54
10.3.6 CARICO VARIABILE DA PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE (Q4)	57
10.3.7 AZIONE VARIABILE DA TRAFFICO VEICOLARE (Q5)	58
10.3.8 AZIONE SISMICA (Ed)	59
10.3.9 AZIONE ECCEZIONALE DA URTO DA TRAFFICO VEICOLARE IN SVIO (Ad)	60
10.4 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE	60

11. CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE

ANTIRUMORE..... 64

11.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (G1) E PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	64
11.2 CALCOLO CARICO DA VENTO (Q1)	65
11.3 CALCOLO CARICO DINAMICO RIMOZIONE DELLA NEVE (Q2)	68
11.4 CALCOLO CARICO DELLA NEVE (Q3)	68
11.5 CALCOLO CARICO DINAMICO VEICOLARE (Q4)	69
11.6 CALCOLO AZIONE DA URTO DA VEICOLO IN SVIO (Ad)	69
11.7 CALCOLO AZIONE SISMICA (Ed)	69

12. COMBINAZIONI DEI CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE

ANTIRUMORE..... 71

12.1 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE ULTIMI	71
12.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO	72

13. VALUTAZIONE DELLE AZIONI DA URTO TRASFERIBILI DALLE BARRIERE DI SICUREZZA BORDO PONTE SULLE SOTTOSTRUTTURE 73

13.1 BARRIERA H4BP	73
13.1.1 RESISTENZA DEGLI ANCORAGGI SU CALCESTRUZZO	74
13.1.2 RESISTENZA ULTIMA DEL MONTANTE	74

13.1.3	VERIFICA DI CONGRUENZA CON NTC2008	76
13.2	BARRIERA H2BP	78
13.2.1	RESISTENZA DEGLI ANCORAGGI SU CALCESTRUZZO	78
13.2.2	RESISTENZA ULTIMA DEL MONTANTE	79
13.2.3	VERIFICA DI CONGRUENZA CON NTC2008	80
14.	VERIFICA MONTANTI DELLE BARRIERE TRADIZIONALI	82
14.1	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI.....	82
14.2	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU (FLESSIONE E TAGLIO).....	84
14.3	VERIFICA DI INSTABILITA' "EULERIANA" A COMPRESSIONE (SLU)	86
14.4	VERIFICHE DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALI AGLI SLU	87
14.5	VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO (SLE).....	91
14.6	VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE	91
14.7	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DELLO SBRACCIO AL MONTANTE	93
15.	VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE E SISTEMA DI ANCORAGGIO TRAMITE TIRAFONDI (BARRIERE TRADIZIONALI)	96
15.1	DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO.....	98
15.2	ANALISI DEI CARICHI	98
15.3	VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE CON I FAZZOLETTI DI IRRIGIDIMENTO	101
15.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA SENZA IRRIGIDIMENTI	101
15.3.2	VERIFICA A TAGLIO SEZIONE CON IRRIGIDIMENTI	103
15.3.3	VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA PIASTRA DI BASE	104
15.3.4	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA.....	107
15.4	VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	109
15.4.1	VERIFICHE A TAGLIO-TRAZIONE DEI TIRAFONDI	109
15.4.2	VERIFICA A SCHIACCIAMENTO DEL CALCESTRUZZO IN CORRISPONDENZA DELLA ROSETTA.....	111
15.4.3	VERIFICA A FLESSIONE DELLA ROSETTA (O DELLA PIASTRA DI ANCORAGGIO)	112
15.4.4	VERIFICA A SFILAMENTO DEL CILINDRO DI CALCESTRUZZO.....	114
15.5	VERIFICA DELLE SALDATURE.....	115
15.6	VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. SOTTOSTANTE LA PIASTRA DI BASE.....	116
16.	VERIFICA MONTANTI E PIASTRE DI COLLEGAMENTO DELLE BARRIERE INTEGRATE	119
16.1	VERIFICHE DEL MONTANTE	119
16.1.1	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	120
16.1.2	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO (SLU).....	122
16.1.3	VERIFICA DI INSTABILITÀ "EULERIANA" A COMPRESSIONE (SLU).....	124
16.1.4	VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE (SLU)	126

16.1.5	VERIFICA TENSIONALE IN ESERCIZIO (SLE)	131
16.1.6	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE)	132
16.2	VERIFICHE COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE.....	133
16.2.1	ANALISI DEI CARICHI	134
16.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA DI BASE.....	136
16.2.3	VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA.....	138
16.2.4	VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE DEI BULLONI.....	139
16.2.5	VERIFICA DELLE SALDATURE	141
16.2.6	VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. AL DI SOTTO DELLA PIASTRA DI BASE	144
16.3	DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO....	146
16.4	VERIFICA DEGLI INTERVENTI	149

17. METODO DI VERIFICA DEGLI ANCORANTI METALLICI CHIMICI 150

17.1	RESISTENZA AI CARICHI DI TRAZIONE	151
17.1.1	ROTTURA DELL'ACCIAIO	151
17.1.2	ROTTURA COMBINATA SFILAMENTO E ROTTURA CONICA.....	152
17.1.3	ROTTURA CONICA DEL CALCESTRUZZO.....	154
17.1.4	ROTTURA PER FRANTUMAZIONE SUPERFICIALE DEL CALCESTRUZZO SOTTO CARICO (SPLITTING)	157
17.2	RESISTENZA AI CARICHI DI TAGLIO	157
17.2.1	ROTTURA PER TAGLIO DELL'ACCIAIO, SENZA BRACCIO DI LEVA	158
17.2.2	ROTTURA PER STRAPPO DEL CALCESTRUZZO (PRYOUT)	158
17.2.3	ROTTURA DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO	159
17.3	RESISTENZA AI CARICHI COMBINATI DI TRAZIONE E TAGLIO	161
17.4	VERIFICHE NON SODDISFATTE E CALCOLO ARMATURA AGGIUNTIVA.....	162
17.4.1	VERIFICA A ROTTURA CONICA PER AZIONI ASSIALI NON SODDISFATTA.....	162
17.4.2	VERIFICA SPLITTING PER AZIONI ASSIALI NON SODDISFATTA	164
17.4.3	VERIFICA ROTTURA DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO PER AZIONI TAGLIANTI NON SODDISFATTA	164

18. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLE BARRIERE INTEGRATE (CORDOLO SU OPERA) 166

18.1	IPOTESI DI CALCOLO	166
18.1.1	ANCORANTE CHIMICO (RESINE PER TASSELLI)	166
18.1.2	CALCESTRUZZO.....	166
18.1.3	COEFFICIENTI PARZIALI DEI MATERIALI	166
18.1.4	ARMATURE AGGIUNTIVE	167
18.2	MODALITA' OPERATIVE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI	167

18.3	GEOMETRIA DELLA PIASTRA E DEI TASSELLI DELLA BARRIERA INTEGRATA	168
18.4	ELENCO INTERVENTI.....	169
18.5	VERIFICA SOTTOVIA KM 586+620 (VIA ARTENA) – INT. 1Ne-2SD	169
18.5.1	SOLLECITAZIONI AGENTI	170
18.5.2	VERIFICHE PER CARICHI DI TRAZIONE.....	170
18.5.3	VERIFICHE PER CARICHI DI TAGLIO	173
18.5.4	ARMATURA INTEGRATIVA	174
18.5.5	VERIFICHE COMBinate	176
18.6	VERIFICA SOTTOVIA KM 585+310 (VIA COLLE FAVETTO) – INT. 1Sa_2	176
18.6.1	SOLLECITAZIONI AGENTI	177
18.6.2	VERIFICHE PER CARICHI DI TRAZIONE.....	178
18.6.3	VERIFICHE PER CARICHI DI TAGLIO	180
18.6.4	ARMATURA INTEGRATIVA	181
18.6.5	VERIFICHE COMBinate	183
18.7	RIEPILOGO	183

19. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLE BARRIERE H2BP E H4BP..... 184

19.1	IPOTESI DI CALCOLO	184
19.1.1	ANCORANTE CHIMICO (RESINE PER TASSELLI)	184
19.1.2	CALCESTRUZZO.....	184
19.1.3	COEFFICIENTI PARZIALI DEI MATERIALI	184
19.1.4	ARMATURE AGGIUNTIVE	185
19.2	ELENCO INTERVENTI.....	185
19.3	GEOMETRIA DELLA PIASTRA E DEI TASSELLI DELLA BARRIERA H4BP E H2BP	186
19.4	VERIFICA SOTTOVIA COLLE FAVETTO – SOTTOVIA VIA DEI LECCI (H2BP).....	188
19.4.1	SOLLECITAZIONI AGENTI	189
19.4.2	VERIFICHE PER CARICHI DI TRAZIONE.....	189
19.4.3	VERIFICHE PER CARICHI DI TAGLIO	192
19.4.4	ARMATURA INTEGRATIVA	193
19.4.5	VERIFICHE COMBinate	194
19.5	RIEPILOGO	194

20. VERIFICA INGHISAGGI NUOVO CORDOLO SU OPERA D'ARTE 195

20.1	IPOTESI DI CALCOLO.....	196
20.1.1	ANCORANTE CHIMICO (RESINE PER TASSELLI)	196
20.1.2	CALCESTRUZZO.....	197
20.1.3	BARRE DI ARMATURA.....	197
20.2	CARICHI E SOLLECITAZIONI SUL CORDOLO E SULLE BARRE.....	197
20.3	RESISTENZA A CARICHI DI TRAZIONE.....	198

20.3.1	ROTTURA CONICA DEL CALCESTRUZZO/ROTTURA A SFILAMENTO.....	198
20.3.2	ROTTURA A TRAZIONE DELL'ACCIAIO	199
20.4	RESISTENZA A CARICHI DI TAGLIO.....	199
20.4.1	ROTTURA DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO	200
20.4.2	ROTTURA A TAGLIO DELL'ACCIAIO	201
20.5	RESISTENZA A CARICHI COMBINATI.....	201
20.6	VERIFICA INGHISAGGIO NUOVO CORDOLO SU SOTTOVIA VIA DEI LECCI	202

21. VERIFICA ELEVAZIONE "SCAVALCO IN ACCIAIO" 204

21.1	METODO DI VERIFICA DELL'ELEVAZIONE DELLO SCAVALCO IN ACCIAIO	205
21.1.1	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DELLA TRAVE.....	205
21.1.2	VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE DELLA TRAVE	205
21.1.1	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL MONTANTE.....	206
21.2	INTERVENTO 1Nd (MONTANTI 68-75).....	206
21.2.1	GEOMETRIA	207
21.2.2	ANALISI DEI CARICHI	209
21.2.3	VERIFICA DEL MONTANTE.....	210
21.2.4	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO MONTANTE-TRAVE DI SCAVALCO	212
21.2.5	VERIFICA DELLA TRAVE SCATOLARE DI SCAVALCO	215
21.2.6	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRAVE DI SCAVALCO-CORDOLO DI FONDAZIONE.....	216
21.3	INTERVENTO 2Sa (MONTANTI 90-96).....	218
21.3.1	GEOMETRIA	219
21.3.2	ANALISI DEI CARICHI	221
21.3.3	VERIFICA DEL MONTANTE.....	222
21.3.4	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO MONTANTE-TRAVE DI SCAVALCO	224
21.3.5	VERIFICA DELLA TRAVE SCATOLARE DI SCAVALCO	227
21.3.6	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRAVE DI SCAVALCO-CORDOLO DI FONDAZIONE.....	228

22. DICHIARAZIONI DI CUI AL PUNTO 10.2 DEL D.M. 14/01/2008..... 231

22.1	DESCRIZIONE GENERALE	231
22.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	231
22.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI.....	231
22.4	VALIDAZIONE DEI CODICI	231
22.5	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	232
22.6	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	232
22.7	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	232

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono contenuti i calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture in elevazione delle opere di mitigazione acustica (previste dal piano di risanamento ai sensi della Legge Quadro n°447/95) del tratto di Autostrada A1 Milano-Napoli, da progr. km 585+000 a progr. km 588+000, ed identificato come macrointervento 145.

Il tratto di autostrada interessato dagli interventi si trova nel Comune di Valmontone (RM).



La configurazione finale dell'intervento tiene conto delle problematiche strutturali, cantieristiche e di interferenza con il traffico nelle fasi di costruzione, che si incontrano in questa particolare tratta autostradale.

Oggetto della relazione sono le verifiche:

- dei montanti e dei relativi sistemi di ancoraggio delle barriere fonoassorbenti (sia tradizionali che integrate);
- delle strutture in elevazione delle opere di scavalco (in acciaio e in calcestruzzo);
- delle strutture esistenti sulle quali sono installate le nuove barriere.

Il dimensionamento e la verifica delle opere viene effettuato secondo quanto prescritto dalle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14 Gennaio 2008, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008), con il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- **Decreto Ministeriale (Infrastrutture) 14 Gennaio 2008 (NTC2008):** "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008)
- **Circolare 02 Febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.:** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008"
- **Legge 2 Febbraio 1974, n. 64:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- **Legge 5 Novembre 1971, n. 1086:** "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **Circolare Ministero LLPP del 14 Febbraio 1974, n. 11951:** "Applicazione della Legge 5 novembre 1971, n. 1086"

- **UNI EN 1990:** Criteri generali di progettazione strutturale
- **UNI EN 1991-1-1:** Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- **UNI EN 1991-1-4:** Azioni in generale - Azioni del vento
- **UNI EN 1991-2:** Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- **UNI EN 1992-1-1:** Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1992-1-2:** Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- **UNI EN 1992-4-5:** Progettazione di attacchi da utilizzare del calcestruzzo - Ancoraggi post installati - Ancoraggi chimici
- **UNI EN 1993-1-1:** Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-8:** Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- **UNI EN 1993-1-9:** Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- **UNI EN 1997-1:** Progettazione geotecnica - Regole generali
- **UNI EN 1998-1:** Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali - Azioni sismiche e regole per gli edifici

- **Norme UNI EN 206-1: 2006:** "Calcestruzzo - Parte1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- **Norme UNI 11104:2004:** "Calcestruzzo autocompattante - Specifiche, caratteristiche e controlli"
- **Norme UNI 11160:2005:** "Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo di sistemi antirumore per infrastrutture di trasporto via terra"

- **CNR-UNI 10011/97:** "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"
- **CNR 10012:** "Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni"
- **CNR DT 207/2008:** "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- **CNR 10024:** "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"
- **UNI EN 1794-1:** "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico – Prestazioni non acustiche – Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità"
- **Linee guida sul calcestruzzo strutturale** - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- **ETAG No. 001 - Allegato C, Agosto 2010:** "Linea guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - Progettazione di ancoranti"
- **EOTA TECHNICAL REPORT TR 029, Settembre 2010:** "Metodo di progettazione di ancoranti chimici"

3. SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft ® Office Excel**.

Per la realizzazione dei modelli strutturali agli elementi finiti si ricorre al software di modellazione FEM **Straus7** (ver. 2.4.6 del Novembre 2013), prodotto da Strand7 Pty Limited.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a "**VCASLU**" (ver. 7.7 del 30 Agosto 2011), sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

4. MATERIALI

Nel presente capitolo si riepilogano i materiali impiegati per la realizzazione delle diverse opere successivamente descritte. Per maggiori informazioni si faccia riferimento alla "Relazione sui materiali".

4.1 CALCESTRUZZO

Si assume che le varie parti siano realizzate con le classi di calcestruzzo di seguito indicate:

MAGRONE	C12/15
PALI DI FONDAZIONE	C25/30
PLINTI, CORDOLI DI FONDAZIONE E MURI	C28/35
RIQUALIFICA OPERE D'ARTE E RIPRISTINI	C32/40

4.2 ACCIAIO

Si assume che le varie parti siano realizzate con i seguenti tipi di acciaio:

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	B450C
ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE	S275 J0W
TUBI PER MICROPALI	S355 JR
BULLONI / DADI	Classe 8.8 / 8
ROSETTE	C50

4.3 RESINE PER INGHISAGGI

Si assume che gli inghisaggi delle barre filettate (per barriere integrate e di sicurezza) e delle barre di armatura post-installate vengano effettuati con le seguenti resine:

BARRE FILETTATE BARRIERE INTEGRATE.....	HIT-HY 200-A
BARRE FILETTATE BARRIERE DI SICUREZZA	HIT-RE 500-SD
BARRE D'ARMATURA.....	HIT-RE 500-SD

5. METODO DI CALCOLO

5.1 CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI

L'analisi e la verifica degli elementi strutturali viene effettuata secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite, in conformità a quanto previsto dalle normative di riferimento (Capitolo 2 NTC2008).

Anche l'analisi dell'interazione struttura-terreno di fondazione viene effettuata secondo tale metodo.

Dal punto di vista delle strutture si farà riferimento, secondo norma (§ 2.2.3 NTC2008), agli stati limite descritti brevemente a seguire.

5.2 STATI LIMITE ULTIMI

Gli elementi strutturali devono rispondere a requisiti di sicurezza che consentano di "evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare perdita di beni,[...] ovvero mettere fuori servizio l'opera".

Gli elementi strutturali devono dunque soddisfare il requisito di resistenza: per tutti gli elementi deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

5.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In riferimento alle barriere acustiche oggetto del progetto, la verifica agli stati limite di esercizio consiste nel verificare che il massimo spostamento in testa alla barriera sia minore di una frazione dell'altezza netta della barriera stessa, al fine di evitare effetti antiestetici e sensazione di scarsa sicurezza dell'utente.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

L'opera viene dimensionata con riferimento a seguente periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , funzione della tipologia di opera:

Tipo di opera Ordinaria su rete viaria di tipo A o B
 Vita nominale $V_N = 50$ anni
 Classe d'uso Classe IV
 Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
 Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

6.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Dalle indagini geognostiche, in particolare dalle prove sismiche M.A.S.W., e dai rilievi si ricavano le seguenti condizioni relativamente al sottosuolo e alla topografia:

Tipo di suolo C

Categoria topografica T1

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In base alle categorie individuate, si determinano i parametri S_s , C_c e S_T necessari per la definizione dell'azione sismica locale.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE

Gli spettri di risposta in accelerazione elastico $S_e(T)$ e di progetto $S_d(T)$ della componente orizzontale sono definiti tramite il documento Excel "Spettri-NTC" (versione 1.0.3), redatto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, basandosi sulle indicazioni normative riportate nelle NTC2008.

Per la definizione dello spettro di progetto $S_d(T)$ in accelerazione della componente orizzontale, si adotta a favore di sicurezza un fattore di struttura pari a $q = 1$ (si assume pertanto lo spettro elastico come spettro di progetto), mentre per quello della componente verticale un fattore di struttura pari a $q_v = 1.5$ (paragrafo 7.3.1 delle NTC 2008).

6.3.1 Comune di Valmontone

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12,9184

LATITUDINE
41,7798

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Lazio

PROVINCIA
Roma

COMUNE
Valmontone

Elaborazioni grafiche

[Grafici spettri di risposta](#)

[Variabilità dei parametri](#)

Elaborazioni numeriche

[Tabella parametri](#)

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,055	2,517	0,259
50	0,071	2,437	0,274
72	0,084	2,432	0,279
101	0,096	2,452	0,282
140	0,109	2,489	0,283
201	0,123	2,525	0,284
475	0,168	2,501	0,289
975	0,211	2,479	0,300
2475	0,267	2,533	0,314

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

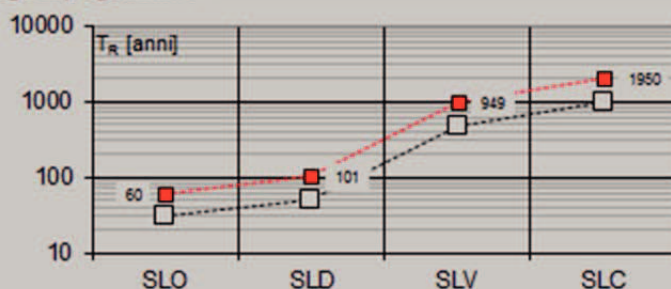
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,077	2,434	0,277
SLD	101	0,096	2,451	0,282
SLV	949	0,210	2,480	0,299
SLC	1950	0,252	2,519	0,310

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** ▼ info

$S_s = 1,388$

$C_o = 1,563$ info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **1**

Regol. in altezza **sì** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

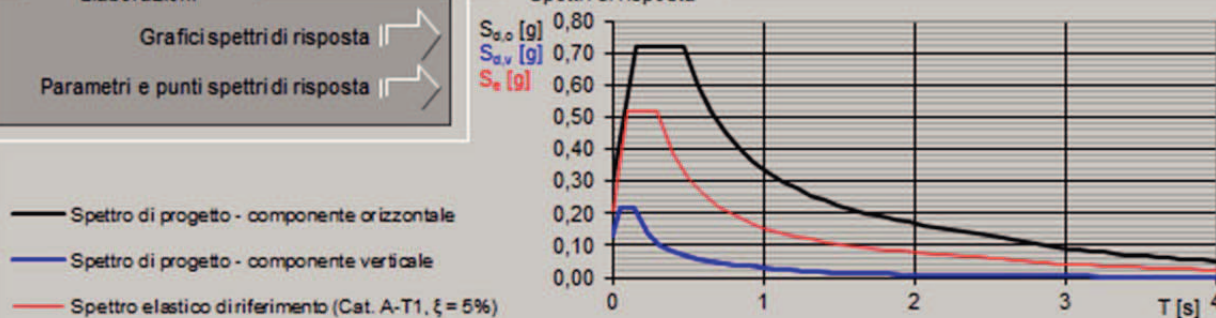
$\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

Spettri di risposta



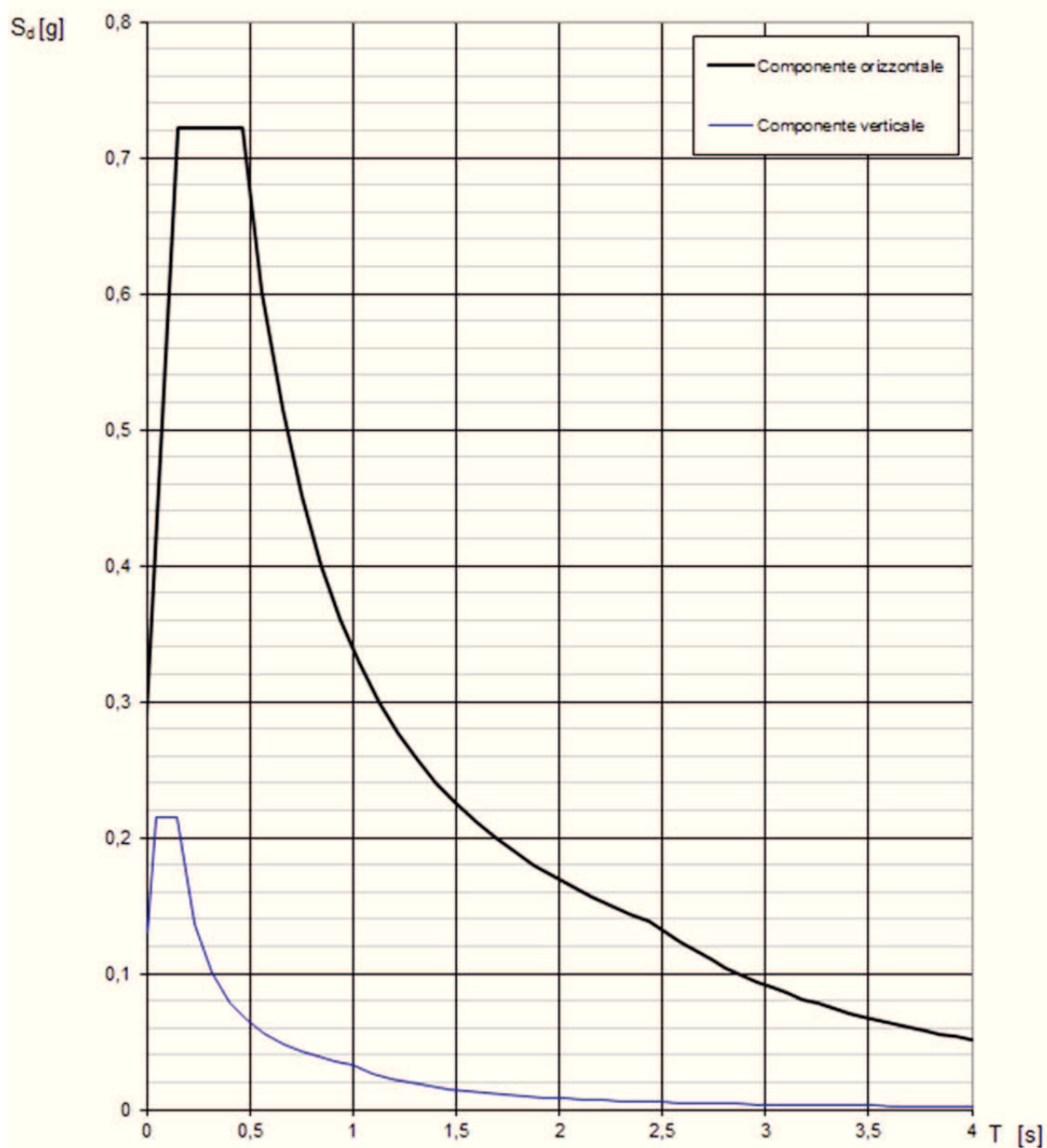
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,210 g
F_g	2,480
T_g	0,299 s
S_g	1,388
C_g	1,563
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,388
η	1,000
T_B	0,156 s
T_C	0,468 s
T_D	2,439 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_g / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_g \cdot T_g \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_g} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,291
T_B	0,156	0,722
T_C	0,468	0,722
	0,562	0,601
	0,656	0,515
	0,750	0,451
	0,843	0,401
	0,937	0,360
	1,031	0,328
	1,125	0,300
	1,219	0,277
	1,313	0,257
	1,406	0,240
	1,500	0,225
	1,594	0,212
	1,688	0,200
	1,782	0,190
	1,876	0,180
	1,969	0,172
	2,063	0,164
	2,157	0,157
	2,251	0,150
	2,345	0,144
T_D	2,439	0,139
	2,513	0,130
	2,587	0,123
	2,662	0,116
	2,736	0,110
	2,810	0,104
	2,885	0,099
	2,959	0,094
	3,033	0,090
	3,108	0,085
	3,182	0,081
	3,257	0,078
	3,331	0,074
	3,405	0,071
	3,480	0,068
	3,554	0,065
	3,628	0,063
	3,703	0,060
	3,777	0,058
	3,851	0,056
	3,926	0,053
	4,000	0,051

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{ry}	0,130 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,533
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_s \cdot \left(\frac{a_s}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

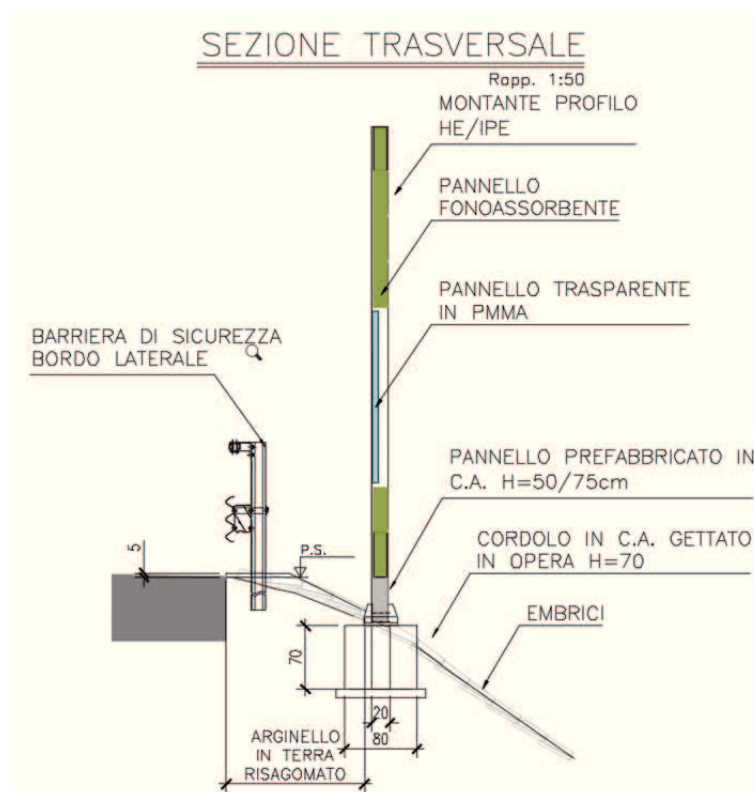
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,130
T_B	0,050	0,214
T_C	0,150	0,214
	0,235	0,137
	0,320	0,100
	0,405	0,079
	0,490	0,066
	0,575	0,056
	0,660	0,049
	0,745	0,043
	0,830	0,039
	0,915	0,035
T_D	1,000	0,032
	1,094	0,027
	1,188	0,023
	1,281	0,020
	1,375	0,017
	1,469	0,015
	1,563	0,013
	1,656	0,012
	1,750	0,010
	1,844	0,009
	1,938	0,009
	2,031	0,008
	2,125	0,007
	2,219	0,007
	2,313	0,006
	2,406	0,006
	2,500	0,005
	2,594	0,005
	2,688	0,004
	2,781	0,004
	2,875	0,004
	2,969	0,004
	3,063	0,003
	3,156	0,003
	3,250	0,003
	3,344	0,003
	3,438	0,003
	3,531	0,003
	3,625	0,002
	3,719	0,002
	3,813	0,002
	3,906	0,002
	4,000	0,002

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

7. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA TRADIZIONALE

Le tipologie di barriere antirumore analizzate nella presente relazione sono realizzate con montanti in acciaio a sezione ad "H" (profili HE-A oppure HE-B) oppure ad "I" (profili IPE) che sostengono i pannelli fonoassorbenti in metallo verniciato, pannelli alla base di pulizia prefabbricati in calcestruzzo ed eventuali lastre trasparenti in PMMA.

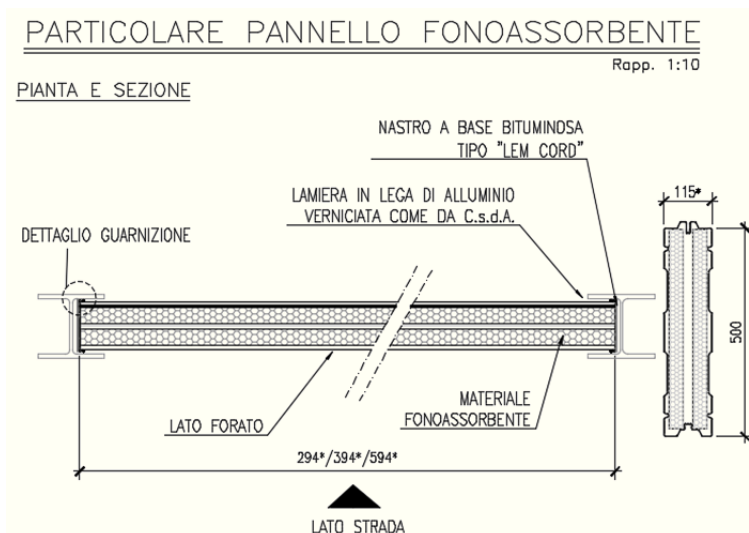
Tali barriere possono presentare uno sbraccio superiore inclinato di una certa quantità α rispetto all'orizzontale. Tale oggetto è collegato al montante verticale tramite un'unione bullonata.



I pannelli fonoassorbenti in lega metallica sono di altezza 0.50 m, costituiti da un elemento scatolare verniciato (preferibilmente bocciardata) o altro materiale conforme al capitolato speciale di appalto, contenente un materassino fonoassorbente. Lo scatolare presenterà una sola faccia forata (quella rivolta verso la sorgente) tale da consentire il passaggio dell'energia sonora verso il materiale fonoassorbente; la faccia diretta verso i ricettori sarà invece costituita da lamiera grecata non forata in modo da consentire la riflessione dell'energia sonora.

Lo scatolare dovrà essere costituito da una lamiera metallica e costituito da un modulo anteriore, da uno posteriore e da profili laterali di chiusura. Particolari piegature consentiranno l'aggancio delle varie parti, che, nello specifico, sarà effettuato mediante rivettatura e/o viti ovvero mediante incastro. Lo scatolare dovrà prevedere idonei accorgimenti al fine di ridurre l'ingresso dell'acqua meteorica nei pannelli, e comunque di favorirne la fuoriuscita mediante

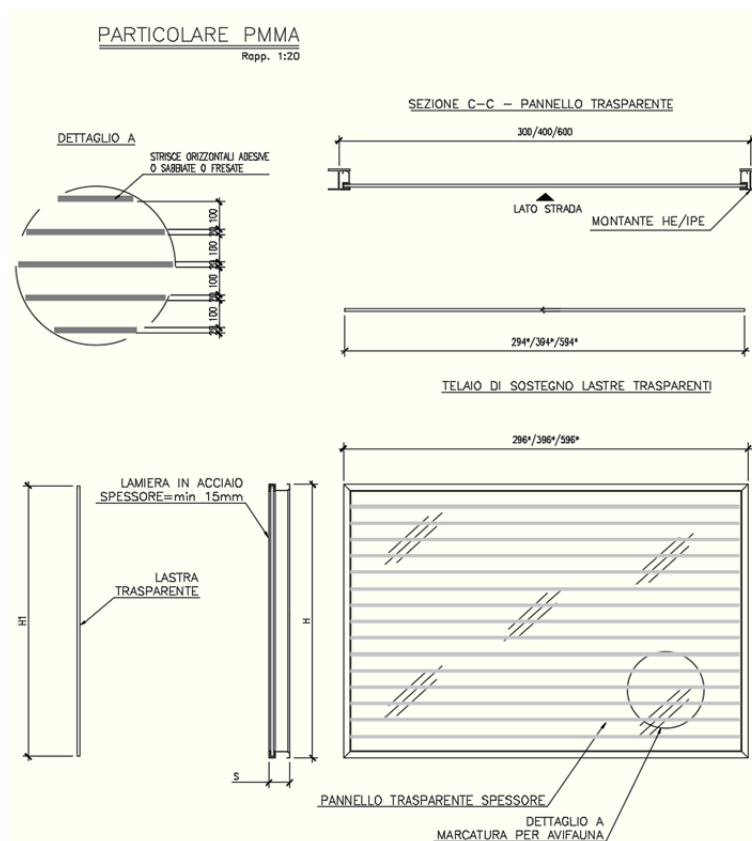
pendenze e fori di drenaggio. Inoltre, sulla parete posteriore interna dello scatolare dovrà essere applicata a caldo una stuoia gommosa flessibile a base bituminosa, ininfiammabile.



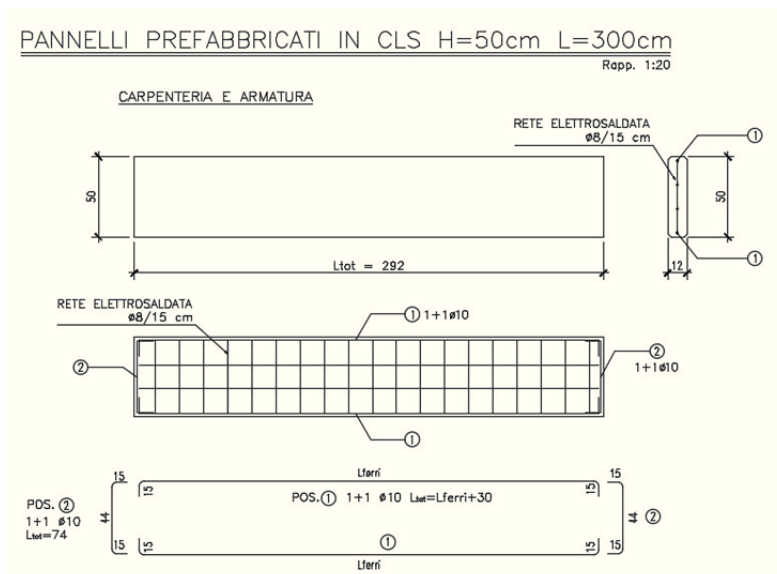
I pannelli in materiale trasparente, quando presenti, saranno in polimetilmetacrilato estruso (PMMA) di spessore minimo 15 mm, con strisce orizzontali per segnalare la presenza dell'ostacolo ai volatili. Dette marcature devono essere applicate verso l'esterno - lato ricettore e avranno le seguenti caratteristiche:

- strisce orizzontali adesive o sabbiate o fresate;
- colore bianco (o giallo);
- larghezza: 2 cm;
- spaziatura: 10 cm

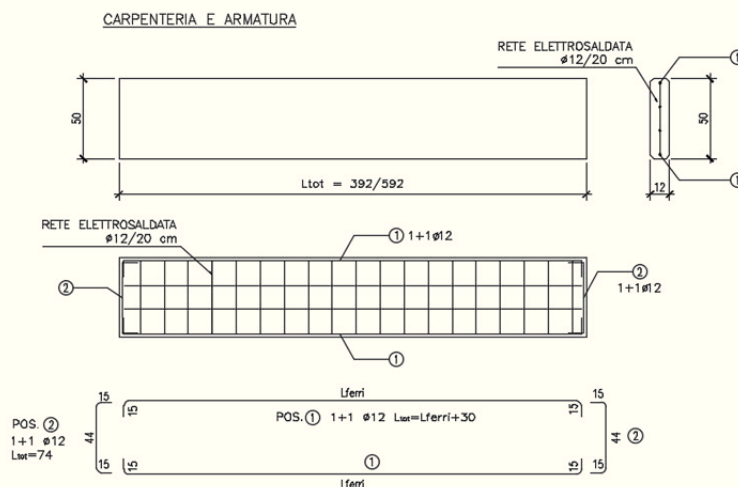
La metodologia di marcatura adottata per i pannelli in PMMA è frutto di uno specifico studio effettuato da ASPI in collaborazione con LIPU Lega Italiana Protezione Uccelli – Bird Life Italia – Settore nazionale Ecologia urbana, che ha portato alla condivisione del documento "Studio di Impatto Ambientale sul tema pannelli fono isolanti e avifauna". Tale ricerca ha permesso di proporre la soluzione mitigativa maggiormente efficace per le specifiche applicazioni.



Nella parte inferiore, a contatto con la fondazione, in luogo ai pannelli in metallo sono previsti 1 o 2 pannelli prefabbricati in calcestruzzo, con funzione di pulizia, aventi le stesse dimensioni. Questo materiale risulta infatti preferibile visto che risulterà parzialmente interrato e conterrà la terra dell'arginello dal lato autostradale.



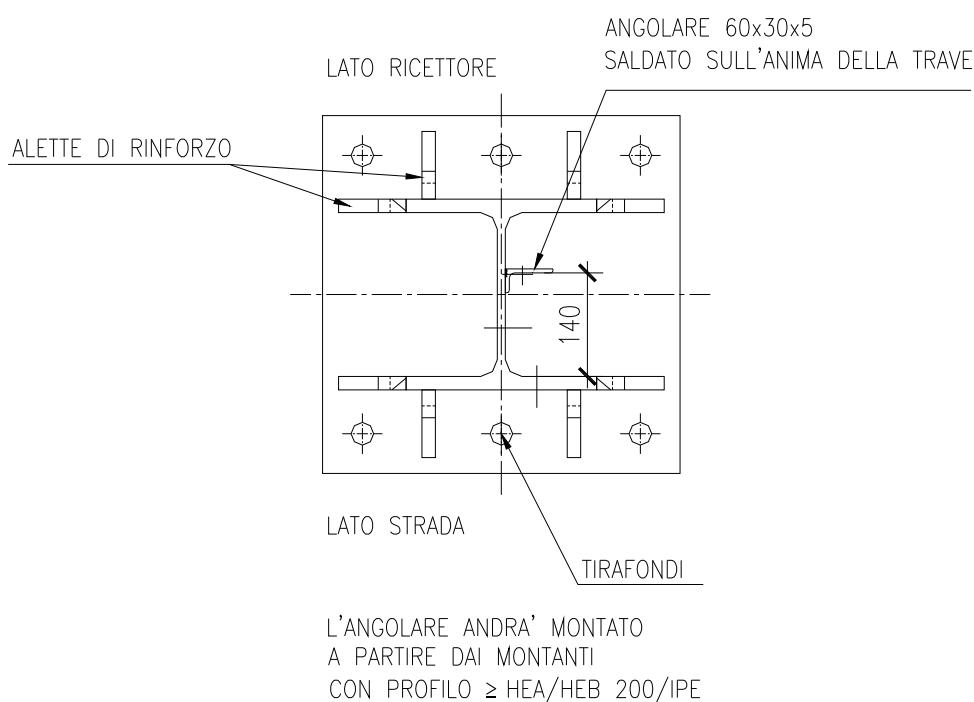
PANNELLI PREFABBRICATI IN CLS H=50cm L=400/600cm
Rapp. 1:20

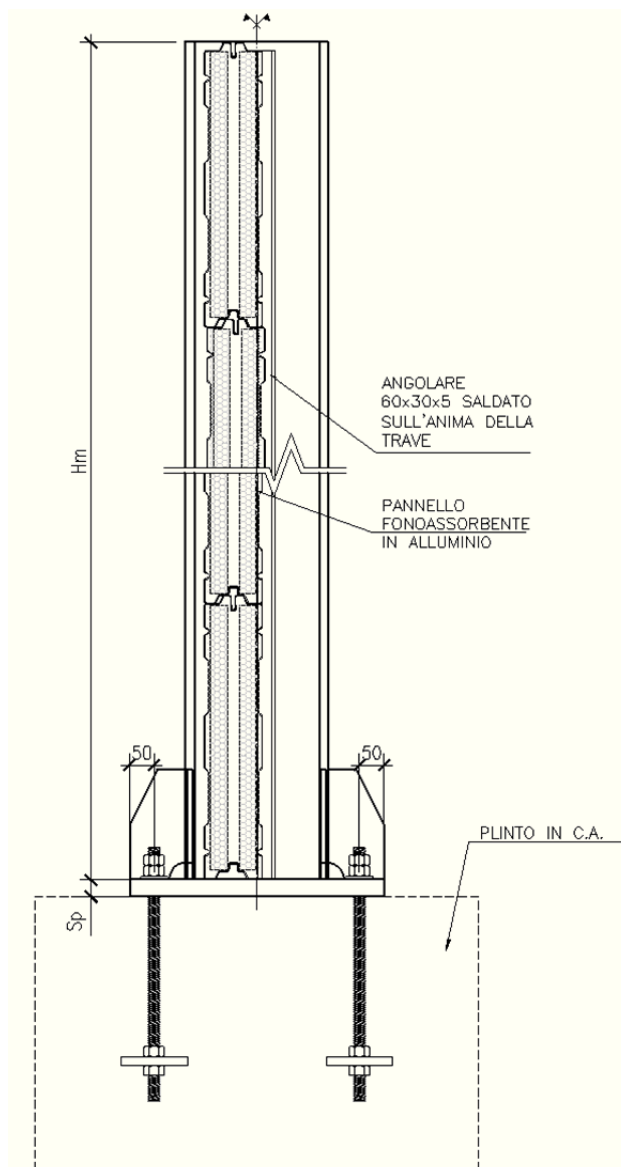


Particolare cura dovrà essere utilizzata durante le fasi di installazione dei pannelli all'interno degli alloggiamenti predisposti nei montanti con interposizione di guarnizioni in EPDM in modo tale da evitare qualsiasi perdita di efficacia della barriera dovuta a ponti acustici.

I montanti saranno opportunamente trattati contro la corrosione atmosferica mediante cicli di zincatura e verniciatura conformi alla normativa vigente.

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio di base (irrigidite con fazzoletti di rinforzo) per il collegamento dei montanti stessi alle opere di fondazione o alle opere d'arte esistenti.

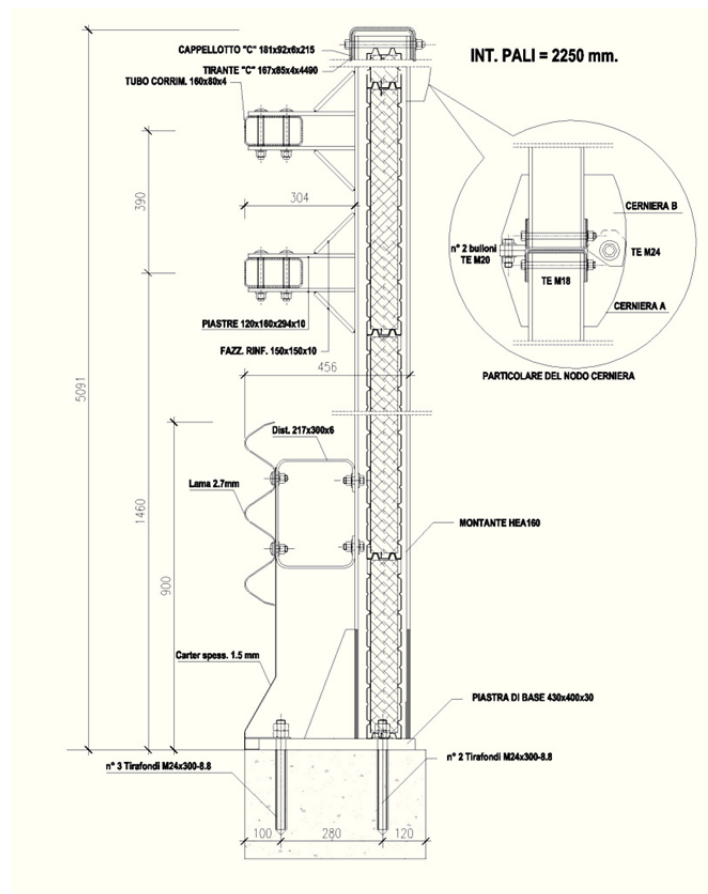




8. DESCRIZIONE DELLA BARRIERA INTEGRATA

Le barriere integrate impiegate sono della tipologia delle *"Barriere integrate per sicurezza e antirumore da bordo ponte o da bordo laterale - Classe H4 - INTEGAUTOS-S"*.

Le barriera integrata per sicurezza e antirumore ha la doppia funzionalità di protezione antirumore (barriera antirumore) e il contenimento dei veicoli che dovessero tendere alla fuoriuscita dalla carreggiata autostradale (barriera di sicurezza). Essa è costituita da montanti (profili metallici) posti ad interasse pari a 2.25m tra i quali sono disposti i pannelli fonoassorbenti e nella parte inferiore i dispositivi di ritenuta propriamente tipici delle barriere di sicurezza (2 tubi corrimano e lama a tripla onda). La barriera, a motivo della sua duplice funzione, è stata progettata per garantire la sua stabilità e tenuta sia per rispondere alle sollecitazioni indotte dall'urto del veicolo pesante, in occasione delle prove di crash, che per contrastare le spinte del vento, nelle condizioni d'esercizio previste dalla specifica normativa; inoltre, come meglio descritto nel seguito, è stato adottato un importante accorgimento ("carter anteriore a profilo New Jersey") atto a migliorare il comportamento dei veicoli leggeri ed a salvaguardare i motociclisti dalle conseguenze dell'urto contro i montanti.

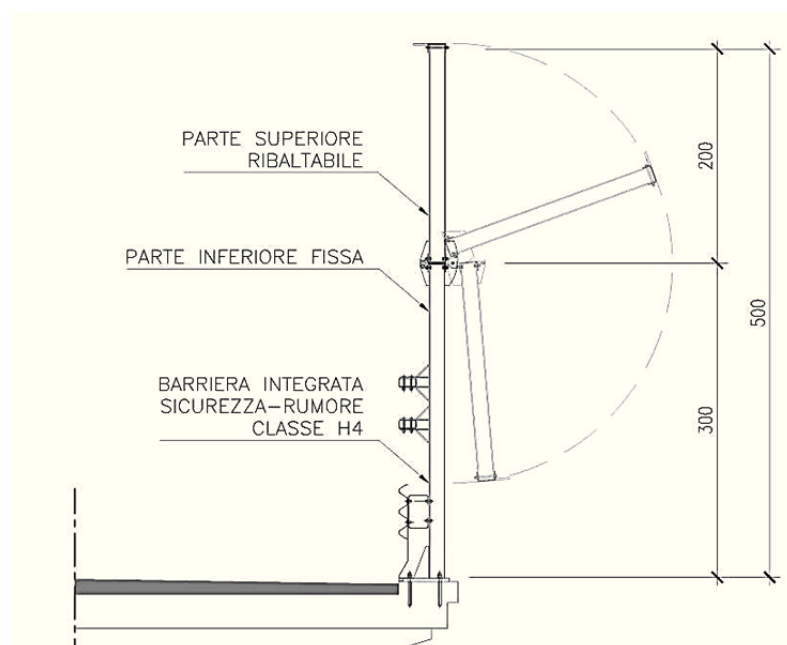


Altra scelta progettuale molto rilevante è stata quella di prevedere la rotazione verso l'esterno dei due metri superiori della barriera nel caso in cui queste siano poste sul bordo laterale di

un'opera d'arte. In tal modo si permette l'impiego del "by bridge" per consentire l'ispezione e la manutenzione all'esterno dell'opera degli impalcati di ponti e viadotti su cui la barriera è installata.

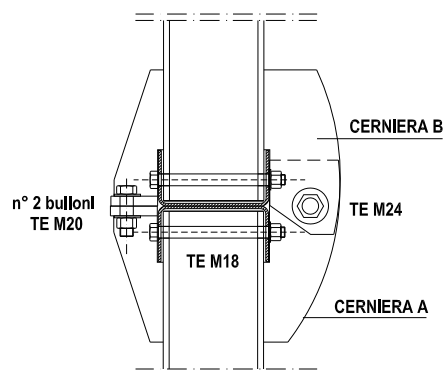
Questo cinematismo è stato reso possibile attraverso la realizzazione di idonee cerniere, collocate su ogni montante ad altezza di 3 metri da terra.

Nelle barriere integrate ancorate su fondazione propria, questa rotazione non è consentita perché non necessaria.

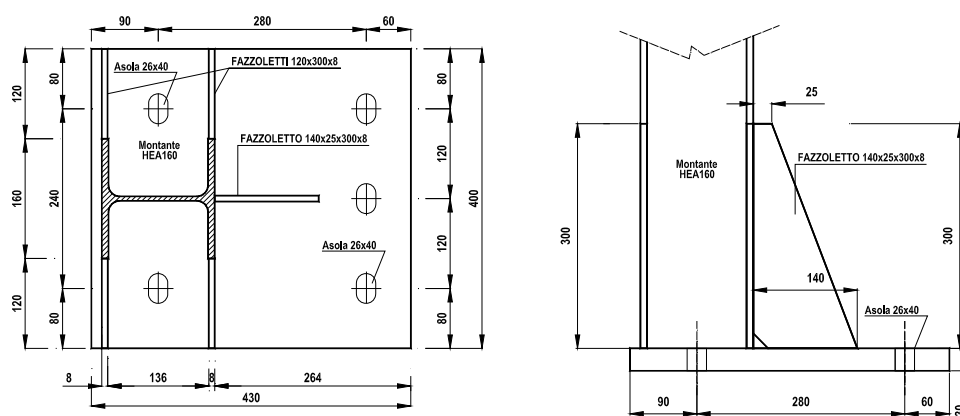


I due metri superiori della barriera sono realizzati come una "cornice" composta da quattro profilati a "C", due verticali 152x80x4 e due orizzontali 167x85x4, che racchiudono n°4+4 pannelli antirumore in un unico elemento irrigidito da 450x200 cm. in grado di ruotare, ove necessario, attorno alle cerniere (vedi Figura 7.3), e comunque in grado di impedire la fuoriuscita dei singoli pannelli indotto dal cosiddetto "colpo di frusta" a carico della parte superiore in caso d'urto di mezzi pesanti¹. In sommità, ogni 450 cm., per contrastare questo aspetto viene montato un cappellotto in profilato a "C" 161x92x6.

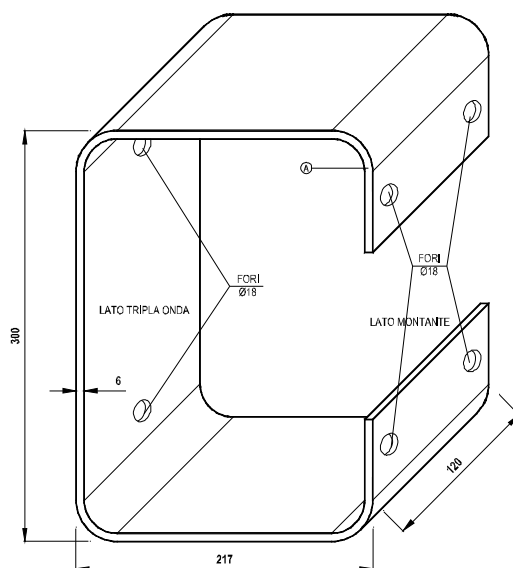
¹ Ovviamente non essendoci un impatto "diretto" dell'autocarro su questa parte della struttura, che si sviluppa al di sopra dei tre metri, si trattava di verificare la tenuta delle giunzioni sollecitate dagli spostamenti e deformazioni prodotte dall'urto sulla parte "resistente" inferiore.



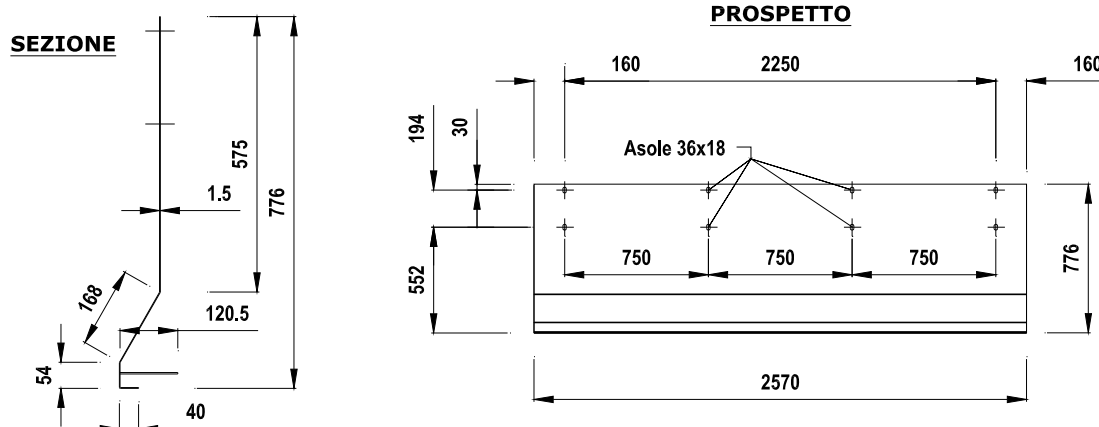
In pratica, sia per assorbire le sollecitazioni indotte dall'urto del veicolo pesante che per contrastare le spinte del vento, sono stati utilizzati come montanti delle travi HEA160 saldate, unitamente a n° 5 fazzoletti di rinforzo triangolari, ad una piastra di base 430x400x30 che viene fissata al supporto (cordolo di bordo ponte o di fondazione su terra nei bordi laterali) tramite n° 5 ancoraggi M24x300-8.8 fissati con resina (tre anteriori e due posteriori posti simmetrici e centrati rispetto all' "anima" della trave) come indicato in Figura 8.4.



Per la barriera di sicurezza gli elementi longitudinali principali, da un punto di vista strutturale, sono la lama tripla onda da 2,7 mm. di spessore e i due tubi corrimano 160x80x4; la lama è posta ad un'altezza massima di 900 mm. dal piano di rotolamento e, tramite specifico distanziatore 217x300x6 (vedi Figura 7.5), è collegata ai montanti HEA160 posti ad interasse di 2250 mm.



Come già anticipato, a completamento della parte strutturale della barriera di sicurezza, che è progettata per assicurare all'autovettura e ai suoi passeggeri un impatto rispondente alle specifiche richieste dalla vigente normativa in merito alle decelerazioni ed ai parametri a queste correlati, tra lama a tripla onda e relativo distanziatore è inserito un **"carter a profilo New Jersey"** in lamiera di acciaio da 15/10 (vedi Figura 8.6) che integra e completa la protezione di "primo livello", fondamentale per gli urti delle autovetture e con un contributo minimo con i mezzi pesanti.



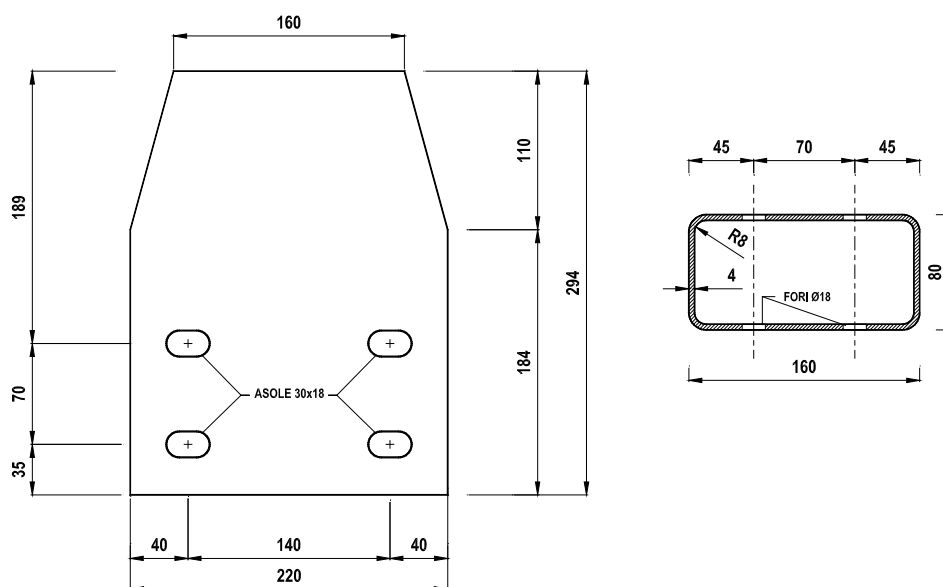
Questo elemento, una novità nell'ambito delle usuali barriere di sicurezza, svolge un duplice compito:

- migliorare il reindirizzamento dell'autovettura e del veicolo pesante nella fase dell'urto; alla ruota anteriore sinistra viene impedito l'impatto diretto su i montanti ad elevata rigidità che provoca la disarticolazione (a volte anche il distacco) della medesima (spesso dell'intero asse) con alterazione della traiettoria di reinvio,

- offrire ad un eventuale motociclista in fase di caduta² una superficie regolare sulla quale scivolare senza urtare elementi fissi.

Gli altri elementi longitudinali principali sono i due tubi corrimano scatolari 160x80x4 (vedi Figura 8.7) che sono posti ad un'altezza di 1460 mm. e di 1850 mm. da terra e sono imbullonati tramite quattro bulloni M16x130 ai rispettivi distanziatori, composti da due piastre 120x160x294x10 saldate con i rispettivi fazzoletti di rinforzo 150x150x10 ai montanti HEA160; quest'ultimi elementi costituiscono una protezione di "secondo livello" che entra in gioco solo in occasione degli urti con veicoli pesanti andando a contrastare e a contenere le spinte prodotte dal veicolo in svio ad altezza zavorra.

Tutti gli elementi longitudinali posti a lato strada e quindi soggetti ad essere urtati dai veicoli in svio, cioè i due tubi corrimano, la lama a tripla onda e il carter a profilo New Jersey, sono allineati tra loro e vanno installati in modo che coincidano al filo cordolo.



La barriera permette di realizzare la continuità con analoghe barriere "Autostrade per l'Italia" da bordo laterale e/o bordo ponte in classe H4, H3 (ed eventualmente anche con la H2 anche se non provvista di tubo corrimano), eventualmente installate ai due lati del ponte o del viadotto o eventuale muro di sotto scarpa, e questo fatto, oltre a fornire un'estetica migliore, la rende intrinsecamente più sicura di tutte le altre della stessa classe che interrompono la continuità delle lame agli approcci ed in uscita dei ponti, creando punti singolari di elevata

² Com'è noto l'incidente tipico di questi utenti della strada prevede una "scivolata" del mezzo e dello stesso motociclista sulla pavimentazione che, se protetto da tuta e casco, spesso sarebbe di lievi o medie conseguenze se non si concludesse con un impatto violento contro elementi rigidi come i paletti delle barriere di sicurezza.

potenziale pericolosità. Tali barriere sono infatti esteticamente praticamente identiche, infatti la tripla onda è posta alla stessa altezza e i tubi corrimano sono solo lievemente più alti, ma facilmente raccordabili con quello inferiore qui presente (il secondo tubo corrimano terminerà con il proprio terminale); ovviamente la presente ha il paletto su piastra e se si devono collegare ad altre da bordo laterale queste lo avranno infisso nel terreno.

8.1 LUNGHEZZA MINIMA DI FUNZIONAMENTO

Circa la lunghezza minima dell'installazione varrà quanto riportato all'art. 6 del DM 21 giugno 2004 *Gazzetta Ufficiale* n. 182 del 5 agosto 2004, citata norma: *"Le barriere di sicurezza dovranno avere la lunghezza minima di cui all'art. 3 (quella riportata nei certificati di omologazione³ o nella relazione tecnica del progettista), escludendo dal computo della stessa i terminali semplici o speciali, sia in ingresso che in uscita.*

Laddove non sia possibile installare un dispositivo con una lunghezza minima pari a quella effettivamente testata (per esempio ponti o ponticelli aventi lunghezze in alcuni casi sensibilmente inferiori all'estensione minima del dispositivo), sarà possibile installare una estensione di dispositivo inferiore a quella effettivamente testata, provvedendo però a raggiungere la estensione minima attraverso un dispositivo diverso (per esempio testato con pali infissi nel terreno), ma di pari classe di contenimento (o di classe ridotta - H3 nel caso di affiancamento a barriere bordo ponte di classe H4) garantendo inoltre la continuità strutturale. L'estensione minima che il tratto di dispositivo «misto» dovrà raggiungere sarà costituita dalla maggiore delle lunghezze prescritte nelle omologazioni dei due tipi di dispositivo da impiegare. Per motivi di ottimizzazione della gestione della strada, il progettista cercherà di minimizzare i tipi da utilizzare seguendo un criterio di uniformità".

In attesa del parere del Consiglio Superiore la lunghezza minima di funzionamento per questa barriera, a nostro parere, è di 27 metri (sei lame da 4.5 metri); tale dato è stato suffragato dall'esito del crash test con autoarticolato in classe H4 dove, come riportato nel al report di prova n° 398/Allegato 8, il veicolo in urto ha avuto una "lunghezza del contatto" di 7 m., meno di due lame, alle quali è bene aggiungerne altre due sia prima che dopo l'urto.

8.2 TERMINALI DELLA BARRIERA

Questo tipo di barriera, alla fine della opera arte su cui è installata, può continuare per alcuni metri sui muri andatori ove presenti (quindi nella zona in cui la strada si trova ancora ad alta

³ Normalmente il Consiglio Superiore omologa le barriere con una "lunghezza minima di funzionamento" pari alla lunghezza di barriera adottata in occasione dei crash test, in tal caso quindi si può prevedere una lunghezza pari a 81 metri.

quota rispetto al terreno naturale), poi può essere installata una barriera da bordo laterale di classe H4, H3 o H2, tutte studiate per inserirsi perfettamente, senza soluzione di continuità con la presente avendo tutte la lama tripla onda alla stessa quota.

La protezione H4, H3 o H2 può proseguire per il tratto necessario, secondo la morfologia della strada, terminando con il suo specifico terminale.

8.3 SMALTIMENTO ACQUE

La barriera in esame è essenzialmente una barriera da bordo ponte e quindi sull'opera d'arte il drenaggio è assicurato dai sistemi di captazione "classici" di tale strutture quali pozzetti, caditoie e relativi pluviali calcolati e dimensionati appunto per smaltire le acque dell'impalcato, presenti anche per i tratti di eventuali muri andatori.

8.4 MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione dei prototipi delle barriere da sottoporre a prove di crash sono stati impiegati diversi tipi di acciaio che vengono qui riportati per i vari componenti :

Lama a tripla onda	Fe 360 B (S225JR);
"Carter" a profilo New Jersey (S225JR);	Fe 360 B
Distanziatore per lama a tripla onda (S225JR);	Fe 360 B
Montanti alti laterali "C" 152x80x4	Fe 360 B (S225JR);
Correnti superiori e inferiori "C" 167x85x4	Fe 360 B (S225JR);
Cappellotto di collegamento "C" 181x92x6 (S225JR);	Fe 360 B
Componenti cerniera	Fe 360 B (S225JR);
Piastre per tubo corrimano	Fe 360 B (S225JR);
Tubo corrimano 160x80x4	Fe 510 B (S355JR);
Fazzoletti tra piastra e montante HEA	Fe 360 B (S225JR);
Piastra 430x400x30	Fe 430 B (S275JR).
Piastrine	Fe 360 B (S225JR);
Montante HEA160	Fe 430 B (S275JR);

Per la bulloneria sono stati impiegati:

- bulloni a testa tonda TTDE M16 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 30 per il serraggio lato strada di lama tripla onda, distanziatore e "Carter" a profilo New Jersey;

- bulloni a testa tonda TTDE M16 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 130 per il serraggio dei tubi corrimano 160x80x4;
- bulloni a testa esagonale TE M16 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 45 per il serraggio del distanziatore della tripla onda al montante HEA160;
- bulloni a testa esagonale TE M18 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 220 per il serraggio orizzontale dei correnti superiori e inferiori "C" 167x85x4 e del cappellotto di collegamento "C" 181x92x6;
- bulloni a testa esagonale TE M20 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 80 per il serraggio verticale delle mensole nella zona di "Cerniera";
- bulloni a testa esagonale TE M24 in acciaio di classe 8.8, di lunghezza 80 per il serraggio orizzontale (perno) delle piastre della "Cerniera";
- i 12 pannelli antirumore posti nei tre metri inferiori (6 a destra e 6 a sinistra) a ridosso del montante HEA160 centrale sono collegati a quest'ultimo tramite dei cavetti in acciaio Ø5 collegati con morsetti a viti TE M8x130 passanti provvisti di dado "Golfare"; in caso di incidente particolarmente severo, che provochi la fuoriuscita dei pannelli dalla loro sede, questi resterebbero comunque attaccati al montante;
- la piastra è fissata al cordolo in calcestruzzo di supporto tramite n° 5 barre filettate M24 classe 8.8 con profondità di posa di 210 mm. e resina chimica colabile poliestere bicomponente (resina poliestere + indurente) tipo "INGHISOL" della ditta RURMEC.

Tutte queste informazioni sono riportate più dettagliatamente nei disegni esecutivi della barriera allegati (gli stessi presentati al Centro Prove di Crash e quindi riportati nei Report di Prova ufficiali). La natura dei materiali è certificata nei documenti allegati ai report stessi o in apposito report.

I vari componenti dovranno essere zincati a caldo secondo le prescrizioni e modalità previste dalla norma UNI EN ISO 1461.

8.5 MODALITA' DI INSTALLAZIONE

Ipotizzando di dover eseguire i lavori di posa in opera nelle condizioni più critiche, cioè in presenza di traffico, ovviamente prima di procedere alla posa in opera delle barriere, si dovrà provvedere all'installazione della segnaletica stradale per la riduzione di carreggiata o comunque alla deviazione del traffico in modo da creare un'area di cantiere protetta dal flusso degli automezzi. Nel rispetto delle norme di sicurezza il personale oltre ad essere provvisto di idoneo equipaggiamento (tuta, scarpe, guanti ecc.) dovendo eventualmente operare su opera d'arte anche in presenza di vuoto, dovrà essere munito di casco e cinture di sicurezza, e quanto altro previsto dalle norme vigenti in materia di sicurezza.

Nel procedere tramite idonei avvitatori pneumatici tarati o chiave dinamometrica al serraggio definitivo della bulloneria necessaria al mutuo collegamento degli vari elementi si dovrà

operare un controllo di tutte le quote e dell'allineamento dei nastri e dei mancorrenti in funzione dei disegni di progetto e dell'andamento plano-altimetrico della strada.

Avendo cura di iniziare i lavori dalla fine del ponte per risalire verso l'inizio dello stesso, rispetto alla direzione del traffico (del lato in cui si opera per strade a doppio senso di marcia), la sequenza temporale e spaziale delle operazioni di cantiere, trascurando eventuali lavorazioni non specifiche della barriera in esame (rimozione di barriera esistente, ripristino del cordolo di supporto, ecc.), sarà indicativamente la seguente:

- 1) Tracciamento di una o più linee o tesatura di idonei fili per l'allineamento dei paletti e dei nastri di barriera;
- 2) scarico e posizionamento a terra dei nastri a tripla onda e del "carter" a profilo New Jersey lungo il tracciato tenendo presente il senso di marcia del traffico; si tenga presente che le sovrapposizioni dei nastri debbono essere predisposte, rispetto al senso di marcia, in modo che lo spessore a vista non sia rivolto verso il traffico che sopraggiunge e così non sia offerto nessun appiglio o aggancio al veicolo in svio che deve poter "scivolare" via;
- 3) posizionamento dei pali su piastra sul cordolo di supporto in corrispondenza della asolatura dei nastri allineati a terra e quindi secondo l'interasse richiesto di 225 cm. Questa operazione deve essere eseguita curando e controllando l'allineamento, la loro distanza reciproca, la verticalità degli stessi e la loro distanza dalla pavimentazione e/o dal bordo cordolo secondo le quote previste nel disegno di progetto (finito il montaggio la lama dovrà essere allineata, se le dimensioni del cordolo in relazione alla piastra lo consentono, con il "filo" lato strada del cordolo);
- 4) usando i cinque fori della piastra come dima segnare sul cordolo la posizione degli stessi;
- 5) eventualmente spostare i paletti su piastra lateralmente ed eseguire i fori Ø28 fino ad una profondità di 210 mm. tramite fioretto o apposito trapano curando la verticalità del foro stesso;
- 6) provvedere con compressore ad aria compressa ad accurata pulizia del foro stesso da tutti i residui;
- 7) eventuale riposizionamento dei paletti su piastra sul cordolo in corrispondenza dei fori;
- 8) inserimento nei fori della resina chimica e delle relative barre filettate M24 curando le specifiche modalità e tempi di posa previsti per il sistema che si sta utilizzando;
- 9) fissaggio ⁴ dei cinque ancoraggi M24 tramite idonea rondella, dado e controdado M24;
- 10) scarico e posizionamento a terra dei distanziatori per la lama tripla onda;

⁴ Al fine di facilitare le operazioni di posa in opera dei vari componenti, questa bulloneria dovrà essere installata in due fasi; nella prima si darà un serraggio minimo atto a realizzare il mutuo collegamento delle parti, mentre nella seconda (vedi 15)) sarà assicurato il serraggio definitivo.

- 11) montaggio del distanziatore al paletto tramite n°4 bulloni TE M16x45 a testa esagonale classe 8.8;
- 12) collegamento dei due nastri a tripla onda contigui, precedentemente disposti sul terreno, tramite n°12 bulloni TTDE M16x30 a testa tonda classe 8.8 (bulloni di sovrapposizione);
- 13) collegamento dei nastri a tripla onda sovrapposti ai distanziatori e fra loro, utilizzando due bulloni TTDE M16x30 a testa tonda classe 8.8 e le relative piastrine antisfilamento; tra lama e distanziatore andranno inseriti due lamierini "carter" a profilo New Jersey, curando l'inserimento della sua apposita bandella 120x360 sopra la piastra dei montanti in corrispondenza dei tre ancoraggi anteriori (si deve inserire tra piastra e rondella in modo da essere fissata nel serraggio definitivo 15);
- 14) completamento delle giunzioni dei nastri a tripla onda sovrapposti ai due lamierini "carter" tramite n° 4 bulloni TTDE M16x30 a testa tonda classe 8.8 posti nelle asole a 75 cm. a sinistra e a destra del montante centrale;
- 15) procedere tramite idonei avvitatori pneumatici tarati o chiave dinamometrica al serraggio definitivo dei cinque ancoraggi M24 della piastra, con dado e relativo controdado, previo controllo del corretto posizionamento della piastra e del corretto serraggio della bandella 120x360 del "carter" tra piastra e rondella dei tre ancoraggi anteriori;
- 16) predisposizione⁵ attraverso i 6 fori Ø10 mm. presenti nell'anima del montante HEA160 centrale dei cavetti in acciaio Ø5 mm. e serraggio dei morsetti ai dadi "Golfare" tipo femmina dei bulloni TE M8x130;
- 17) sollevamento tramite apposita gru e inserimento dall'alto dei pannelli antirumore di base (con apposito vano per la testa del rispettivo bullone posteriore della piastra di base) destro e sinistro avendo cura di mantenere esterni ed accessibili i cavetti in acciaio Ø5 mm. e i dadi "Golfare";
- 18) inserimento nei due fori passanti Ø8 mm. dei bulloni TE M8x130 a cavallo del montante HEA160 centrale e loro serraggio con i dadi "Golfare" predisposti al cavetto in 16);
- 19) ripetizione delle fasi 17) e 18) per il posizionamento dei successivi pannelli standard (5+5) fino ad altezza di circa 3 metri;
- 20) posizionamento e serraggio tramite n°4 bulloni TE M18x220 a testa esagonale classe 8.8 del corrente di chiusura superiore della parte fissa a "C" 167x85x4;
- 21) sollevamento tramite apposita gru e posizionamento del montante alto laterale sinistro a "C" 152x80x4e montaggio del perno orizzontale posteriore della cerniera (bullone TE

⁵ Da questa fase in avanti si dovrà operare con l'ausilio di un "cestello" alle varie quote via via necessarie fino a 5 metri da terra.

- M24x80 a testa esagonale classe 8.8) con interessamento del montante alto laterale destro adiacente⁶;
- 22) sollevamento tramite apposita gru e posizionamento del montante HEA160 alto centrale e montaggio del perno orizzontale posteriore della cerniera (bullone TE M24x80 a testa esagonale classe 8.8);
 - 23) sollevamento tramite apposita gru e posizionamento del montante alto laterale destro a "C" 152x80x4e montaggio del perno orizzontale posteriore della cerniera (bullone TE M24x80 a testa esagonale classe 8.8)⁷;
 - 24) posizionamento e serraggio tramite n°4 bulloni TE M18x220 a testa esagonale classe 8.8 del corrente di chiusura superiore (a quota di circa 5 metri) della parte mobile a "C" 167x85x4;
 - 25) aggancio della gru all'apposita maniglia di aggancio del corrente di chiusura superiore e ribaltamento verso l'esterno della parte mobile (4.5 metri);
 - 26) sollevamento tramite apposita gru e inserimento dall'alto dei pannelli antirumore (4+4) della parte mobile;
 - 27) posizionamento e serraggio tramite n°4 bulloni TE M18x220 a testa esagonale classe 8.8 del corrente di chiusura inferiore della parte mobile a "C" 167x85x4;
 - 28) sollevamento e rotazione tramite gru della parte mobile fino a riportarla in posizione verticale;
 - 29) chiusura tramite n°2 bulloni verticali TE M20x80 a testa esagonale classe 8.8 della cerniera in corrispondenza di ciascuno dei tre montanti realizzando la chiusura della parte mobile a quella fissa sottostante in corrispondenza delle mensole;
 - 30) scarico dal veicolo dei tubi corrimano scatolari 160x80x4;
 - 31) montaggio dei due tubi corrimano scatolari 160x80x4 alle piastre saldate ai montanti tramite n° 4 bulloni TTDE M16x130 a testa tonda classe 8.8 per ognuno dei montanti e per ognuno dei tubi.

Per ciò che concerne il corretto serraggio dei bulloni TTDE M16 a testa tonda e TE M16 a testa esagonale in classe 8.8 si dovrà rispettare un valore della coppia da applicare di 80 Nm., mentre per i bulloni TE M18 e M20 a testa esagonale classe 8.8 si dovrà rispettare un valore della coppia da applicare di 100 Nm.

Per ciò che concerne il corretto serraggio degli ancoraggi chimici (barre filettate M24 in classe 8.8) si dovrà rispettare un valore della coppia da applicare di 150 Nm salvo diverse specifiche tecniche fornite dal produttore del tipo di ancoraggio usato.

⁶ Ovviamente il primo montante laterale sinistro sarà fissato da solo senza il contiguo montante destro.

⁷ Salvo che per l'ultimo montante laterale destro si procederà ad un serraggio minimo in attesa del contiguo montante sinistro.

8.6 CONFORMITA' DEI DISPOSITIVI DI RITENUTA NELLE COSTRUZIONI STRADALI E LORO INSTALLAZIONE

Si ricorda che in base a quanto previsto all'art. 5 del DM n° 2367 del 21.6.04; *"tutti i componenti di un dispositivo di ritenuta devono avere adeguata durabilità mantenendo i loro requisiti prestazionali nel tempo sotto l'influenza di tutte le azioni prevedibili"*.

Per la produzione di serie delle barriere di sicurezza e degli altri dispositivi di ritenuta, i materiali ed i componenti dovranno avere le caratteristiche costruttive descritte nel progetto del prototipo allegato ai certificati di omologazione, nei limiti delle tolleranze previste dalle norme vigenti o dal progettista del dispositivo all'atto della richiesta di omologazione.

All'atto dell'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali, le caratteristiche costitutive dei materiali impiegati dovranno essere certificate mediante prove di laboratorio.

Dovranno inoltre essere allegate le corrispondenti dichiarazioni di conformità dei produttori alle relative specifiche tecniche di prodotto.

Le barriere e gli altri dispositivi di ritenuta omologati ed installati su strada dovranno essere identificati attraverso opportuno contrassegno, da apporre sulla barriera (almeno uno ogni 100 metri di installazione) o sul dispositivo, e riportante la denominazione della barriera o del dispositivo omologato, il numero di omologazione ed il nome del produttore.

Una volta conseguita l'armonizzazione della norma EN 1317 e divenuta obbligatoria la marcatura CE, le informazioni da apporre sul contrassegno saranno quelle previste nella stessa norma EN 1317, parte 5.

Nell'installazione sono tollerate piccole variazioni, rispetto a quanto indicato nei certificati di omologazione, conseguenti alla natura del terreno di supporto o alla morfologia della strada (ad esempio: infissione ridotta di qualche paletto o tirafondo; inserimento di parte dei paletti in conglomerati cementizi di canalette; eliminazione di supporti localizzati conseguente alla coincidente presenza di caditoie per l'acqua o simili).

Altre variazioni di maggior entità e comunque limitate esclusivamente alle modalità di ancoraggio del dispositivo di supporto sono possibili solo se previste in progetto, come riportato nell'art. 6 del suddetto DM.

Alla fine della posa in opera dei dispositivi, dovrà essere effettuata una verifica in contraddittorio da parte della ditta installatrice, nella persona del suo Responsabile Tecnico, e da parte del committente, nella persona del direttore lavori anche in riferimento ai materiali costituenti il dispositivo. Tale verifica dovrà risultare da un certificato di corretta posa in opera sottoscritto dalle parti.

8.7 RISULTATI DELLE PROVE IN SCALA REALE

Per la barriera integrata da bordo ponte o bordo laterale su cordolo in CLASSE H4 in oggetto, la Società "Autostrade per l'Italia" S.p.A. ha fatto eseguire le due prove di crash necessarie

per l'omologazione al Centro prove autorizzato Aisico di Anagni nel quale sono avvenuti i crash test definitivi, operante in qualità certificata UNI CEI EN ISO / IEC 17025, in base alle prescrizioni delle normative D.M. n° 223 del 18.2.1992 e alle sue successive modifiche fino al D.M. del 21.6.2004 vigente; ci limitiamo qui a fare brevemente un sunto delle prove di crash riportandone i risultati più significativi:

Prova n. 397 del 23 novembre 2006 (Fiat UNO 5p)	
Classe di riferimento :	N2 - H4
Peso del veicolo :	866.9 Kg
Velocità di prova :	100.8 km/h
Angolo d'impatto :	20.4°
Energia d'urto :	40.43 kJ
Valore Indice ASI :	1.4
Valore Indice THIV :	32.8 (km/h)
Valore Indice PHD :	11.8 (g)
Indice V.C.D.I. :	LF 0000101
Attraversamento della barriera :	NO
Ribaltamento del veicolo :	NO
Veicolo entro box CEN :	SI
Prova n. 398 del 23 novembre 2006 (Autocarro 4 assi)	
Classe di riferimento :	H4
Peso del veicolo :	29115 Kg
Velocità di prova :	65.20 km/h
Angolo d'impatto :	20.2°
Energia d'urto :	569.33 kJ
Attraversamento della barriera :	NO
Ribaltamento del veicolo :	NO
Veicolo entro box CEN :	SI

In entrambi i crash test tutti i parametri di prova previsti dalla vigente normativa sono stati quindi rispettati. Il dispositivo utilizzato nel presente progetto risulta marcato CE con nr. 197/2131/CPD/2011 e con nome INTEGAUTOS-S (per dettagli vedi tavole BAS).

9. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere oggetto di verifica, raggruppate nel Macrointervento denominato 145, sono distinte in diversi tratti di barriere antirumore chiamati microinterventi. Ciascuno di questi è denominato XXN o XXS dove XX è un numero progressivo e N o S indica la carreggiata N=Nord (direzione Bologna) e S=Sud (direzione Taranto). Questi microinterventi sono ulteriormente suddivisi in diverse tipologie che rappresentano i sottointerventi, ciascuno dei quali oggetto di una specifica verifica STR, come riportata ai punti seguenti.

I singoli sottointerventi sono stati quindi raggruppati in "famiglie" di caratteri comuni in base ai seguenti criteri:

1. altezza della barriera;
2. tipologia "tradizionale" oppure "integrata" (la prima barriera antifonica è fisicamente distinta dalla barriera di sicurezza, nel secondo caso la barriera funge contemporaneamente da antifonica e sicurezza);
3. appartenenza alla zona di "bordo" o "corrente" in funzione del carico da vento agente (e conseguentemente l'interasse tra i montanti);
4. altezza del rilevato su cui è installata la barriera.

A ciascuna delle famiglie così individuate è associata una tipologia di montante, opportunamente dimensionato al fine di sostenere in sicurezza i carichi associati alla famiglia.

Ad ogni tipologia di montante sono associate le seguenti grandezze geometriche:

- tipologia del profilato e relative dimensioni;
- dimensioni della piastra di base;
- dimensioni degli irrigidimenti saldati alla base del montante;
- numero, diametro e disposizione dei tirafondi;
- dimensioni delle rosette (o delle piastre) dei tirafondi;
- pretiro dei tirafondi e relativa coppia di serraggio.

Si riportano di seguito le diverse tipologie di montanti individuate:

				IPE 300	IPE 360	IPE 400	HE 180 B	HE 360 B	HE 400 B
MONTANTE	altezza profilo	mm	h	300	360	400	180	360	400
	lunghezza ali	mm	b	150	170	180	180	300	300
	spessore anima	mm	t _a	7,1	8	8,6	8,5	12,5	13,5
	spessore ali	mm	t _r	10,7	12,7	13,5	14	22,5	24
	raggio curvatura profilo	mm	r	15	18	21	15	27	27
	Area	mm ²	A	5381	7273	8446	6525	18060	19780
	Momento di inerzia flessionale // l'anima	mm ⁴	J _y	8,36E+07	1,63E+08	2,31E+08	3,83E+07	4,32E+08	5,77E+08
	Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	mm ⁴	J _z	6,04E+06	1,04E+07	1,32E+07	1,36E+07	1,01E+08	1,08E+08
	Momento di inerzia torsionale	mm ⁴	J _t	155742,3015	289255,14	374327,9627	360395,6667	2483203,125	3053484
	Momento di inerzia settoriale	mm ⁴	J _ω	1,26E+11	3,15E+11	4,92E+11	9,39E+10	2,89E+12	3,82E+12
	Momento resistente direzione anima	mm ³	W _y	5,57E+05	9,04E+05	1,16E+06	4,26E+05	2,40E+06	2,88E+06
	Momento resistente direzione ali	mm ³	W _z	8,05E+04	1,23E+05	1,46E+05	1,51E+05	6,76E+05	7,21E+05
	Momento resistente plastico direzione anima	mm ³	W _{y,pl}	6,28E+05	1,02E+06	1,31E+06	4,81E+05	2,86E+06	3,23E+06
	Momento resistente plastico direzione ali	mm ³	W _{z,pl}	1,25E+05	1,91E+05	2,29E+05	2,31E+05	1,03E+06	1,10E+06
	Raggio d'inerzia // l'anima	mm	r _y	124,61	149,57	165,49	76,62	154,64	170,77
	Raggio d'inerzia perp. l'anima	mm	r _z	33,50	37,87	39,50	45,70	74,93	73,96
	Area resistente a taglio	mm ²	A _v	2567,97	3513,8	4269,1	2024	6056,25	7000
	Peso specifico acciaio	kN/m ³	γ _{acc}	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5	78,5
	Peso montante	kN/m	P	0,422	0,571	0,663	0,512	1,418	1,553
	Classe acciaio	-	Classe montante	S 275	S 275	S 275	S 275	S 275	S 275
	Tensione di rottura acciaio	N/mm ²	f _{yk}	430	430	430	430	430	430
	Tensione di snervamento acciaio	N/mm ²	f _{yk}	275	275	275	275	275	275

				IPE 300	IPE 360	IPE 400	HE 180 B	HE 360 B	HE 400 B
PIASTRA	Base piastra	mm	b _{piastro}	380	400	400	400	600	600
	Altezza piastra	mm	h _{piastro}	530	620	620	400	600	600
	Spessore piastra	mm	s _{piastro}	35	40	40	35	45	45
	Classe acciaio piastra	-	Classe piastra	S 275	S 275	S 275	S 275	S 275	S 275
	Tensione di rottura acciaio piastra	N/mm ²	f _{yk piastra}	430	430	430	430	430	430
	Tensione di snervamento acciaio piastra	N/mm ²	f _{yk piastra}	275	275	275	275	275	275
	Modulo di resistenza della piastra	mm ³	W _{pi piastra}	116375	160000	160000	122500	303750	303750
	Area lorda resistente a taglio della piastra	mm ²	A _{v piastra lorda}	13300	16000	16000	14000	27000	27000
	Area netta resistente a taglio della piastra	mm ²	A _{v piastra netta}	11305	13480	13180	12005	23152,5	23152,5
	Numero irrigidimenti	-	n _{irrigidimenti}	2	2	2	2	2	2
IRRIGIDIMENTI	Spessore irrigidimenti	mm	s _{irrigidimenti}	10,7	12,7	13,5	14	22,5	24
	Altezza irrigidimenti	mm	h _{irrigidimenti}	180	180	180	180	180	180
	Area resistente a taglio degli irrigidimenti	mm ²	A _{v irrigidimenti}	3852	4572	4860	5040	8100	8640
	Distanza irrigidimenti dal bordo	mm	d _{irrigidimenti}	20	20	20	20	20	20
	Raggio foro irrigidimento	mm	raggio foro	20	20	20	20	20	20
	Lunghezza irrigidimenti // all'anima	mm	L _{irr // anima}	95	110	90	90	100	80
	Lunghezza irrigidimenti // alle ali	mm	L _{irr // ali}	95	95	90	90	130	130

				IPE 300	IPE 360	IPE 400	HE 180 B	HE 360 B	HE 400 B
TIRAFONDI E ROSETTE	Tipo tirafondi	-	Tirafondi	M18	M20	M22	M18	M27	M27
	Diametro del bullone (tirafondo)	mm	d _{bull}	18	20	22	18	27	27
	Diametro del foro	mm	d _{foro}	19	21	23,5	19	28,5	28,5
	Area resistente tirafondo	mm ²	A _{res}	192	245	303	192	459	459
	Numero totale di tirafondi	-	n _{tirafondi}	6	6	6	6	6	6
	Numero di tirafondi tesi	-	n _{tirafondi tesi}	3	3	3	3	3	3
	Classe dei tirafondi	-	Classe bull	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8
	Tensione di rottura dei tirafondi	N/mm ²	f _{yk}	800	800	800	800	800	800
	Tensione di snervamento dei tirafondi	N/mm ²	f _{yk}	649	649	649	649	649	649
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	mm	d _{bullbordo (e₁)}	50	50	50	50	50	50
	Distanza bullone dal bordo laterale	mm	d _{bullbordo (e₂)}	50	50	50	50	50	50
	Lunghezza tirafondi	mm	l _{tir}	400	400	400	400	400	400
	Fattore di riduzione della coppia di serraggio	-	p	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	Tensione di pretiro nel tirafondo	N/mm ²	σ _{pretiro}	407,27	407,27	407,27	407,27	407,27	407,27
	Forza di pretiro nel tirafondo	kN	Forza pretiro	78,20	99,78	123,40	78,20	186,94	186,94
	Coefficiente per coppia di serraggio	-	k	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
	Coppia di serraggio dei bulloni	Nm	Coppia serraggio	225	319	434	225	808	808
	Diametro rosetta	mm	D _{rosetta}	120	150	150	120	170	-
	Spessore rosetta	mm	s _{rosetta}	15	15	15	15	20	-
	Base piastrina	mm	B _{piastrina}	-	-	-	-	-	600
	Altezza piastrina	mm	L _{piastrina}	-	-	-	-	-	170
	Spessore piastrina	mm	s _{piastrina}	-	-	-	-	-	20

10. DESCRIZIONE DELLE AZIONI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE E COMBINAZIONI DI CARICO

Nel capitolo a seguire si definiscono le azioni (§3 delle NTC2008) e le diverse combinazioni di carico necessarie per le verifiche delle strutture (§2.5.3 delle NTC2008).

Nel progetto si incontrano due tipologie di barriere che si differenziano per le azioni dalle quali sono sollecitate.

10.1 BARRIERA ANTIRUMORE TRADIZIONALE DIETRO SISTEMA DI RITENUTA

I montanti delle barriere acustiche sono sottoposti principalmente alle azioni derivanti dal peso proprio delle strutture portanti e portate e dalla pressione del vento sui pannelli.

L'azione del vento è uniforme e distribuita su tutta la superficie della barriera.

L'urto dei veicoli in svio le barriere antirumore tradizionali è impedito dalla presenza di barriere di sicurezza apposite.

Sulle barriere classiche agiscono le seguenti azioni:

- Peso proprio dei montanti (G1);
- Peso proprio dei pannelli metallici, trasparenti o in calcestruzzo (G2);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);
- Azione dinamica da rimozione neve (Q2);
- Azione della neve sugli aggetti sub-orizzontali (Q3);
- Pressione dinamica veicolare (Q4);
- Azione sismica (Ed).

10.2 BARRIERA ANTIRUMORE INTEGRATA

Le barriere antirumore integrate sono soggette anche a sollecitazioni derivanti dall'urto dei veicoli contro la barriera stessa. Su tale tipologia di barriera agiscono le seguenti azioni:

- Peso proprio dei montanti (G1);
- Peso proprio dei pannelli metallici o trasparenti (G2);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);
- Azione dinamica da rimozione neve (Q2);
- Pressione dinamica veicolare (Q4);
- Azione sismica (Ed);
- Azione eccezionale da urto (Ad).

10.3 CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE E SULLE FONDAZIONI

10.3.1 Carichi permanenti (G1)

Peso proprio del cls	25 kN/m ³
Carpenteria metallica	78.5 kN/m ³

10.3.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

Peso proprio dei pannelli fonoassorbenti (considerati imbibiti)	0.50 kN/m ²
Peso proprio dei pannelli trasparenti	0.50 kN/m ²
Peso proprio dei pannelli in cls = 25 kN/m ³ x 0.15 m =	3.75 kN/m ²

10.3.3 Carico variabile da vento (Q1)

La pressione del vento viene calcolata in maniera conforme a quanto contenuto nel paragrafo 3.3 delle NTC2008, con la seguente formula:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Dove :

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b c_e c_f$$

Dove:

- c_f è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

10.3.3.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

nella quale:

- ρ è la densità dell'aria ed è pari a $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$;
- v_b è la velocità di riferimento del vento.

La velocità di riferimento v_b è definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un sito di II° categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) && \text{per } a_s > a_0 \end{aligned}$$

Dove:

- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono dati in funzione della zona ove sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Periodo di ritorno

Per le strutture indagate, si adotta un valore della velocità di riferimento del vento associato a un intervallo di ritorno pari a 50 anni.

La velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico intervallo di ritorno T_R , in mancanza di adeguate indagini statistiche, è data dall'espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_b$$

dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un intervallo di ritorno di 50 anni;
- α_R è un coefficiente fornito seguente espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

10.3.3.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione c_e varia lungo la quota fuori terra (z) della costruzione ed è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Dove:

- k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- z è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata la barriera);
- c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.	

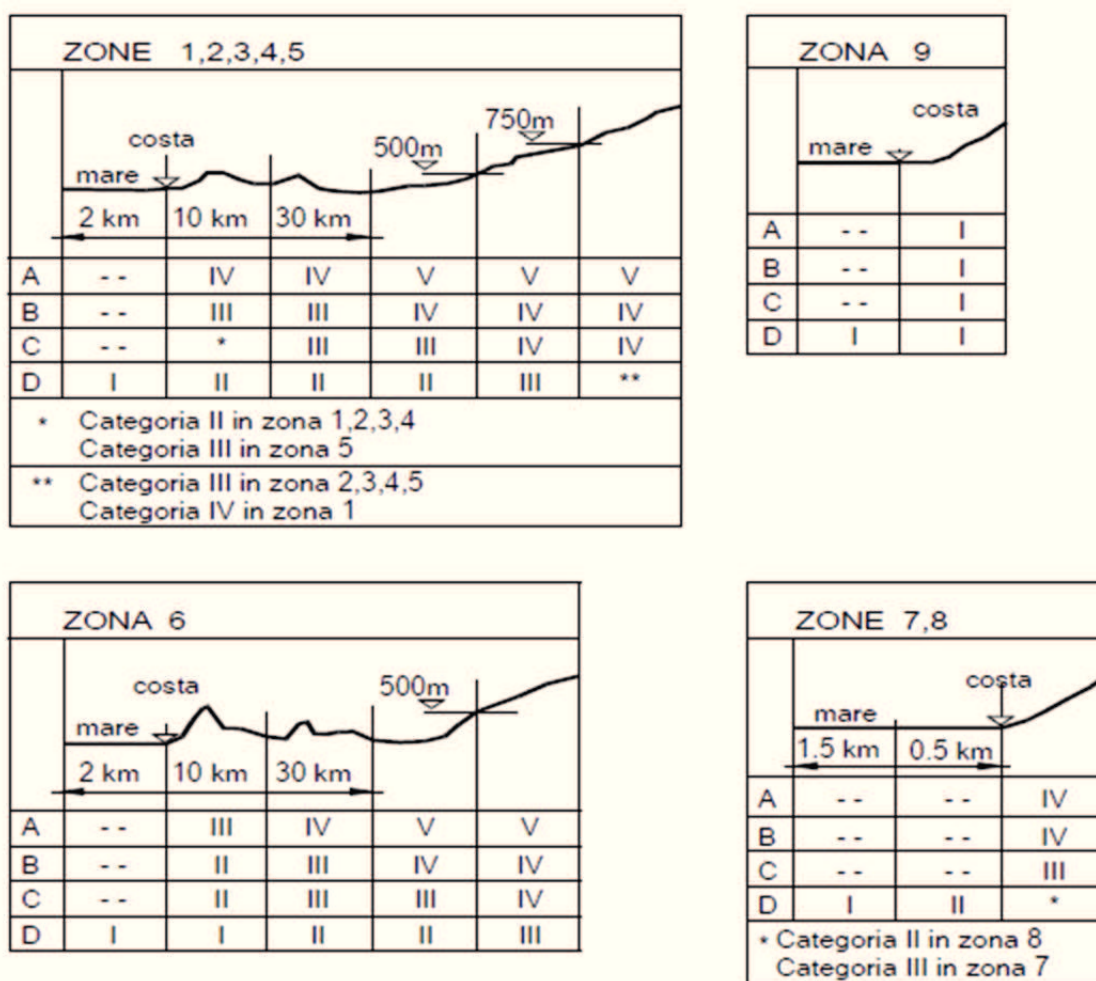


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

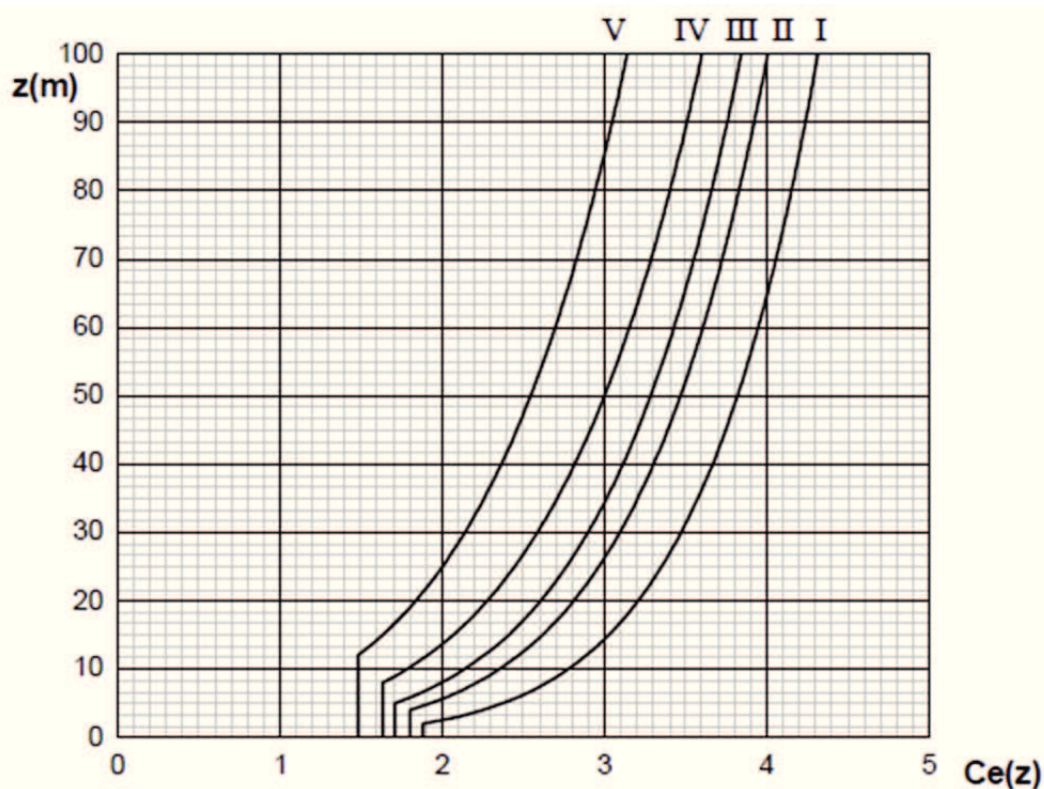


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

10.3.3.3 Coefficienti dinamico

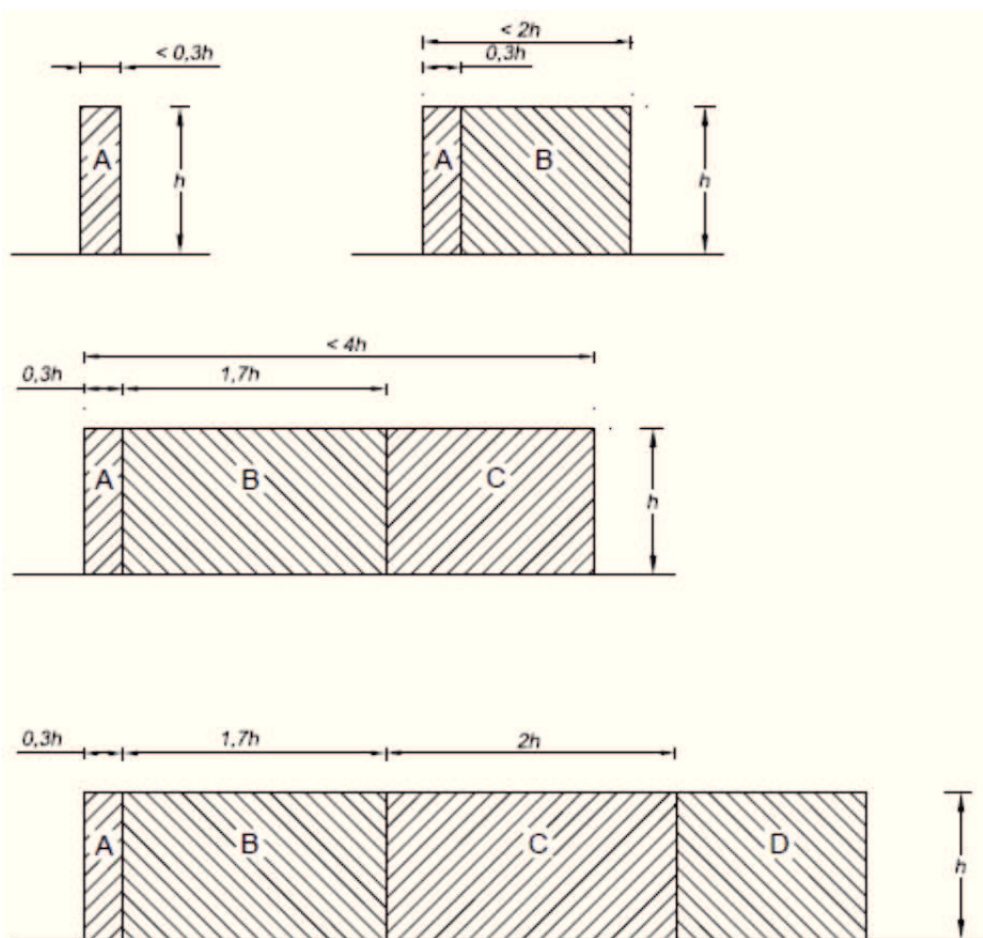
Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a $c_d = 1.0$.

10.3.3.4 Coefficienti di forma

I coefficienti di forma c_p , in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici delle NTC e nella circolare esplicativa, vengono determinati in base alle indicazioni riportate nel capitolo G.5 (dal titolo "Coefficienti aerodinamici globali") delle CNR-DT 207/2008 ("Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti per del vento sulle costruzioni") e nell'Eurocodice EN 1991-1-4.

Le due norme, per muri e parapetti piani (assimilabili a barriere fonoassorbenti), indicano coefficienti di forma c_p differenti in base alla zona considerata della barriera in funzione della distanza dal bordo libero della barriera.

La figura che segue, tratta dalle CNR, riporta la suddivisione delle zone della barriera con coefficienti di pressione totali differenti.



La Tabella che segue indica i valori dei coefficienti di forma per ciascuna fascia, sia in assenza che in presenza di chiusure laterali e per due valori φ di densità dell'elemento. Nella tabella il simbolo " l " indica la lunghezza della barriera mentre " h " rappresenta l'altezza della barriera.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0.8	si/no	tutti	1,2			

Al fine di suddividere l'intera lunghezza della barriera in due sole zone omogenee, si effettua per le zone A-B-C una media pesata dei rispettivi coefficienti di forma, in modo da individuare un unico valore da applicare al primo tratto di barriera di lunghezza $l = 4h$.

A fronte dell'estensione delle barriere antirumore, e a favore di sicurezza, si impone per tutti gli interventi antirumore una lunghezza totale della barriera "indefinita" ($l/h > 10$) in modo da massimizzare i coefficienti di pressione sulle zone di bordo.

Ipotizzando una barriera di altezza $h = 5.00m$ si ottiene:

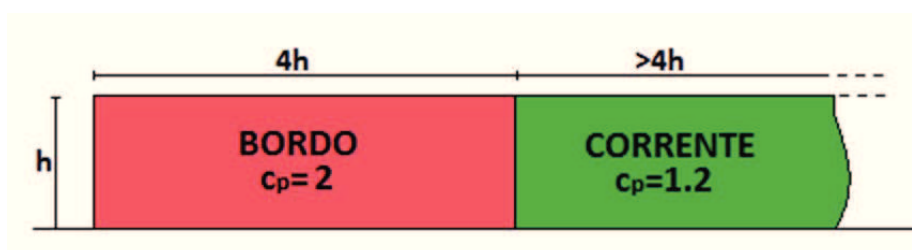
zona A: $c_{p,n} = 3.4$ - lunghezza di applicazione: $0.3 h = 1.50 m$;

zona B: $c_{p,n} = 2.1$ - lunghezza di applicazione: $1.7 h = 8.50 m$;

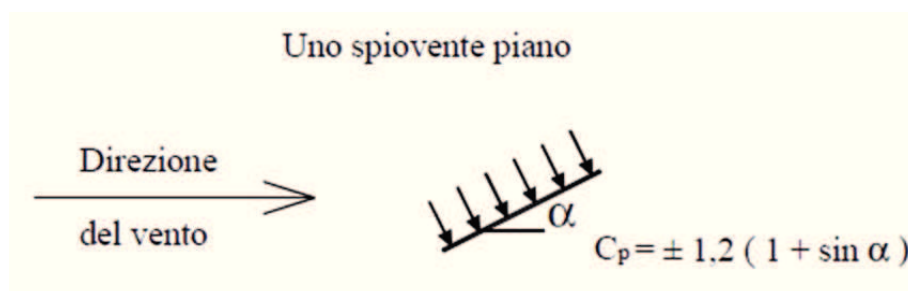
zona C: $c_{p,n} = 1.7$ - lunghezza di applicazione: $2.0 h = 10.00 m$;

$$c_{p,n(A,B,C)} = \frac{3.4 \cdot 1.50 + 2.1 \cdot 8.50 + 1.7 \cdot 10.00}{4 h} = \frac{39.95}{20} \approx 2.0$$

Si è scelto quindi cautelativamente di applicare il coefficiente di pressione pari a $c_{p \text{ bordo}} = 2$ a tutta la zona di bordo di larghezza pari a $l = 4h$, mentre nella restante zona di corrente un coefficiente pari a $c_{p \text{ corrente}} = 1.2$.



Per strutture con aggetto inclinato di un angolo α rispetto l'orizzontale, i coefficienti di pressione vengono determinati facendo riferimento a quelli indicati per le tettoie e le pensiline isolate ad un solo spiovente piano.



Distinguendo gli sbracci in zona di bordo e in zona corrente come per i montanti, si ottengono i seguenti coefficienti:

$$c_{p \text{ bordo sbraccio}} = \pm 2 (1 + \sin \alpha)$$

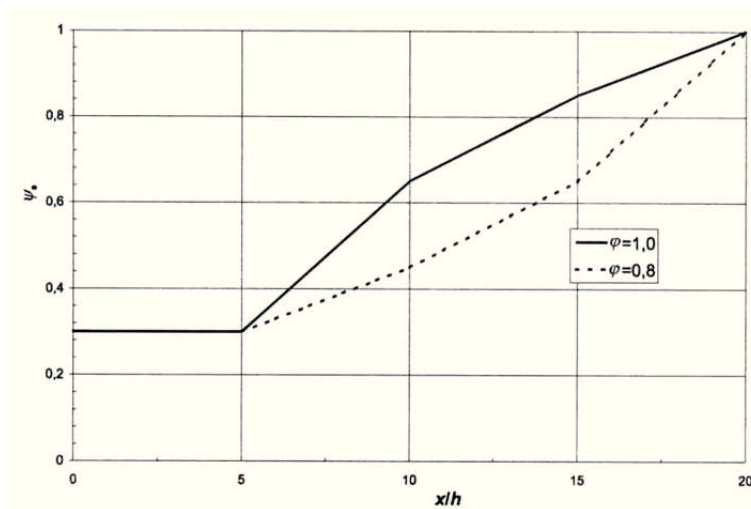
$$c_{p \text{ corrente sbraccio}} = \pm 1.2 (1 + \sin \alpha)$$

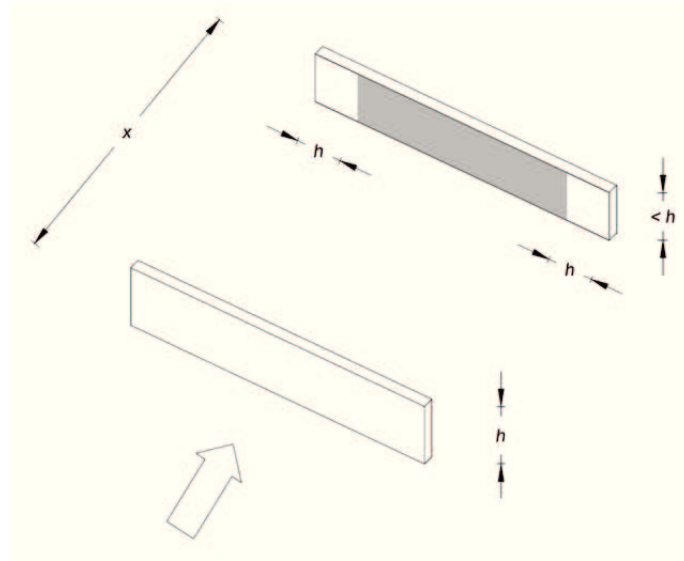
Effetto di schermatura

Qualora l'elemento considerato sia posto sottovento ad un altro elemento simile, questo può causare un effetto di schermatura, con conseguente riduzione della pressione complessiva sull'elemento sottovento. Tale riduzione è legata alla porosità dell'elemento schermante e alla distanza tra l'elemento schermante e l'elemento considerato. Di ciò si può tenere conto moltiplicando i coefficienti di pressione complessiva c_p per il fattore riduttivo ψ_s fornito dalla tabella e dalla figura seguenti in funzione del rapporto tra la distanza x tra gli elementi e l'altezza h dell'elemento oggetto del calcolo, e della densità φ dell'elemento schermante. Tale riduzione può essere applicata solo qualora l'elemento schermante sia alto almeno quanto quello schermato, e comunque va applicata solo nelle zone che distano più di h dai lati dell'elemento oggetto del calcolo.

A favore di sicurezza, non si considera mai la riduzione delle pressioni per effetto della schermatura.

Rapporto di spaziatura x/h	$\varphi = 1,0$	$\varphi = 0,8$
$0 \leq x/h \leq 5$	$\psi_s = 0,3$	
$5 \leq x/h \leq 10$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,05$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,15$
$10 \leq x/h \leq 15$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,25$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,05$
$15 \leq x/h \leq 20$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,40$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,40$





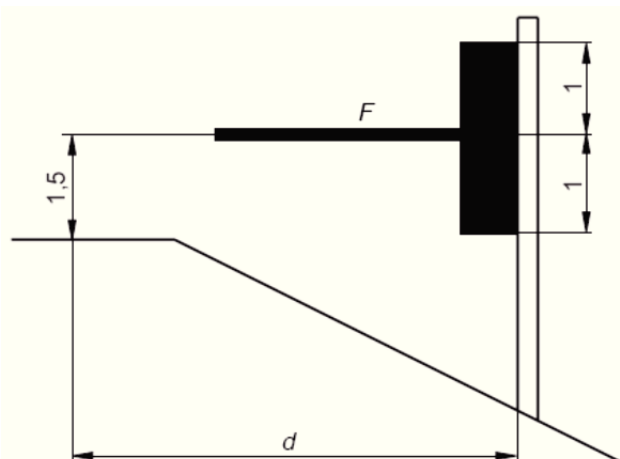
10.3.3.5 Coefficienti di topografia

Il coefficiente di topografia viene posto pari a $c_t = 1$ poiché la presenza del pendio viene considerata già all'interno del coefficiente di esposizione $c_e(z)$.

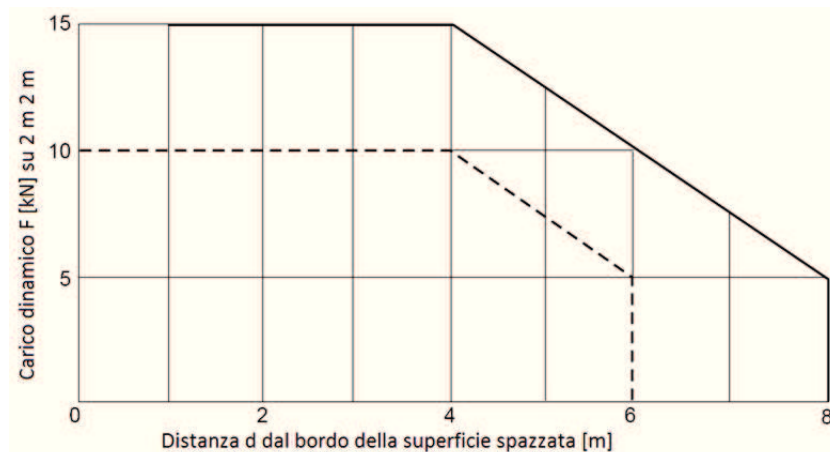
10.3.4 Carico variabile dinamico da rimozione neve (Q2)

SI determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1. In aree dove spazzare la neve è una comune operazione di manutenzione invernale, una barriera per il rumore potrebbe essere danneggiata da neve e ghiaccio sollevati dallo spazzaneve. Il carico causato dalla neve sollevata viene definito come "carico dinamico causato dalla rimozione della neve". Il volume e l'altezza del carico dipendono dalla velocità e dal tipo di spazzaneve, e dalla distanza della barriera dal margine della strada.

Il carico dinamico causato dalla pulizia dalla neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera, assunto in modo da essere distribuito uniformemente su un'area di 2.00 m x 2.00 m e la forza risultante deve essere localizzata circa 1.50 m al disopra del livello stradale.



Il valore della forza risultante è ottenuto dalla figura seguente, in funzione della distanza dal bordo e dal tipo di spazzaneve considerato.



Data la dimensione dell'area di carico (2.00 m x 2.00 m) e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti (pannelli "infilati" nei montanti di acciaio con interasse $i = 6.00, 4.00$ e 3.00 m), in via cautelativa si applica una magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve F pari a 15 kN ad un solo montante per volta.

L'altezza costante dal terreno per l'applicazione del carico genera delle sollecitazioni di uguale intensità per ogni tipo di barriera.

10.3.5 Carico variabile da neve (Q3)

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

10.3.5.1 Valore caratteristico del carico di neve al suolo

Il carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 1,39[1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 1,35[1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

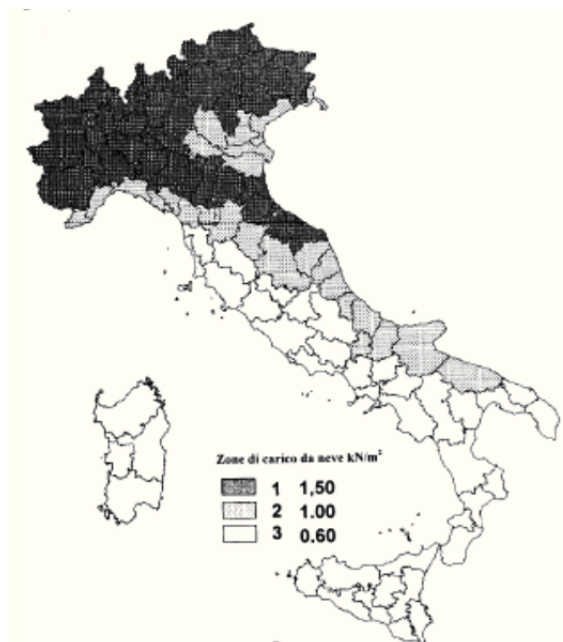
$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 0,85[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.51[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$



10.3.5.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella seguente.

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Nel seguente caso è stato utilizzato il coefficiente di esposizione pari a $C_E = 1$.

10.3.5.3 Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, è stato utilizzato $C_t = 1$.

10.3.5.4 Coefficiente di forma per le coperture

Il coefficiente di forma μ_i dipende dall'angolo che la copertura forma con l'orizzontale. Nella seguente tabella vengono indicati i valori del coefficiente di forma in funzione dell'angolo α .

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

10.3.6 Carico variabile da pressione dinamica veicolare (Q4)

A causa del passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fonoassorbenti, si genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano. La norma EN 1794-1:2011 al paragrafo A.2.3.1 prevede i seguenti valori per le pressioni dinamiche dovute al traffico veicolare, di seguito elencate:

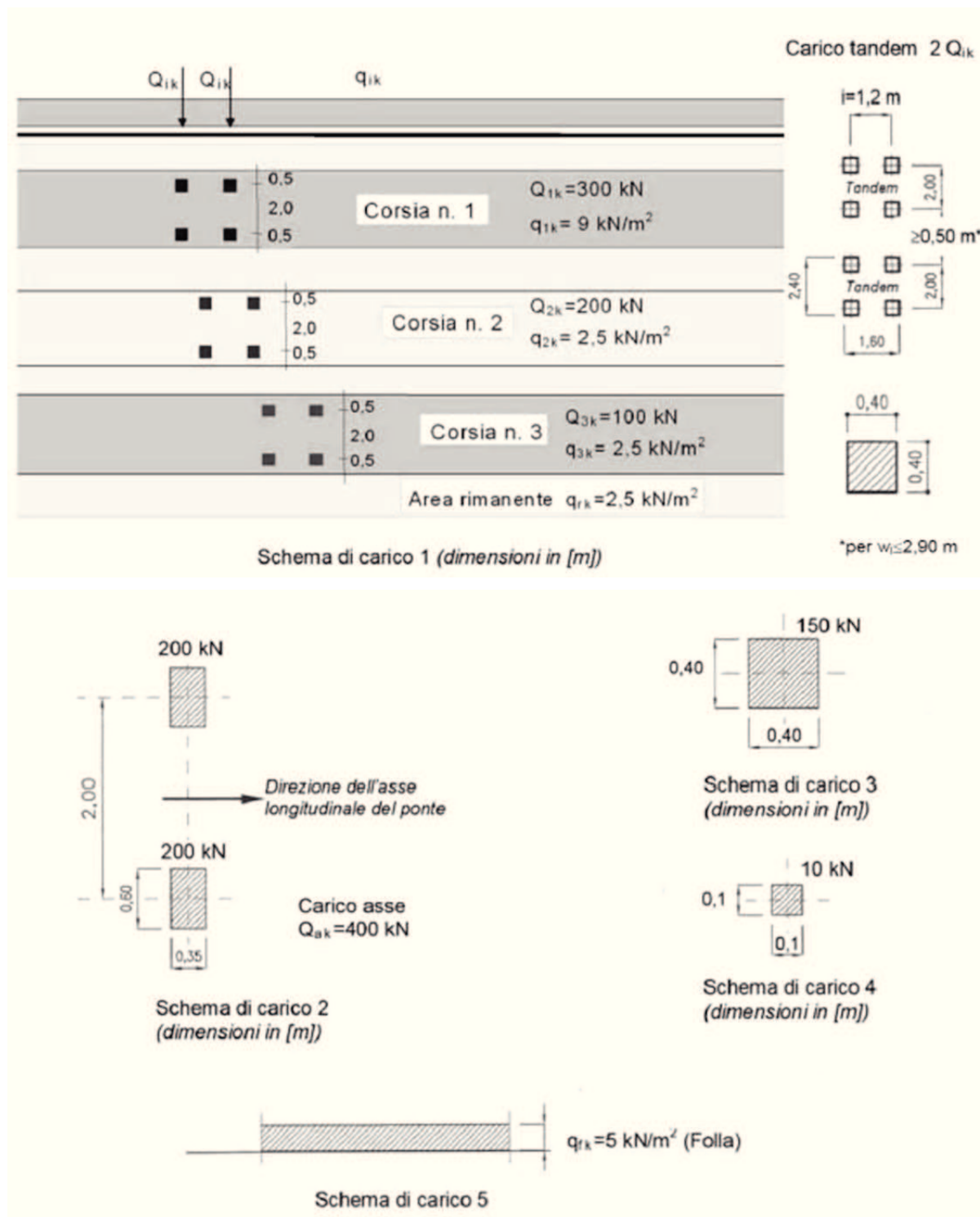
Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 100 km/h	650 Pa
Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità maggiori di 120 km/h	800 Pa
Per traffico in entrambe le direzioni all'interno di una galleria, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 120 km/h	1500 Pa

Tale carico accidentale, incidente per un'altezza di 4.50 m, corrispondente alla sagoma limite di un mezzo pesante.

La pressione dinamica dei veicoli non si considera agente contemporaneamente al vento, per cui tra le due combinazioni aventi come carico variabile preponderante la pressione dinamica e l'azione del vento in direzione opposta alla carreggiata si considera la combinazione più gravosa.

10.3.7 Azione variabile da traffico veicolare (Q5)

Si considerano gravanti sulla piattaforma stradale i seguenti schemi di carico (come da NTC2008 § 5.1.3.3):



In particolare, per la verifica locale delle opere d'arte si considera agente la ruota singola $0,35 \times 0,60 \text{ m}$ con carico verticale $Q = 200 \text{ kN}$ (schema di carico 2) posta al limite della carreggiata.

10.3.8 Azione sismica (Ed)

Data la particolare struttura delle barriere fonoassorbenti, si è applicata l'azione sismica calcolata con un'analisi di tipo lineare statica equivalente.

Si considera che tutta la massa sia concentrata in sommità alla barriera (si schematizzano i montanti come delle strutture a pendolo inverso) e su essa agisca una forza statica equivalente alla forza d'inerzia indotta dall'azione sismica.

La forza sismica statica equivalente vale:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

Dove:

- $S_d(T_1)$, è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto per il periodo T_1 ;
- W , è il peso complessivo della struttura;
- $\lambda=1$, coefficiente dipendente dalla geometria della struttura;
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, è l'accelerazione di gravità.

Il periodo proprio T_1 dell'oscillatore (periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame), espresso in secondi, può essere stimato con la formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove:

- $C_1 = 0.085$, per strutture in acciaio;
- H , è l'altezza della struttura.

Per una valutazione più accurata del periodo proprio è possibile invece applicare la definizione stessa di periodo di vibrazione secondo la quale il periodo fondamentale di una struttura è determinabile con la seguente formula:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Dove:

- $K = 3EJ/H^3$, è la rigidezza del sistema [N/m];
 - E , è il modulo elastico del montante d'acciaio;
 - J , è il momento d'inerzia del montante;
- M , è la massa della struttura [kg].

Noti quindi il periodo proprio T_1 e l'accelerazione di progetto $S_d(T_1)$, le sollecitazioni agenti alla base del montante indotte dalla forza sismica statica equivalente valgono:

$$V_{sisma} = F_h$$
$$M_{sisma} = F_h \cdot H$$

10.3.9 Azione eccezionale da urto da traffico veicolare in svio (Ad)

Le barriere di sicurezza devono essere dimensionate per una forza orizzontale equivalente di collisione accidentale da veicolo in svio di 100 kN, agente trasversalmente e applicata ad un'altezza pari al minimo tra 1 m sopra il livello del piano di marcia e 100 mm sotto la sommità dell'elemento di sicurezza (paragrafo 3.6.3.3.2 NTC2008).

Per le barriere integrate tale azione viene fatta agire su **tre montanti** per una larghezza complessiva di 6.75 m. Sulla base di un'analisi bidimensionale del dispositivo si ricavano le reazioni massime agenti sui tre montanti considerati. In particolare, sul montante centrale si ricava un'azione flessionale di circa **75 kNm** ed un'azione tagliante alla base del montante pari a **75 kN**, mentre nei due montanti laterali agiranno le restanti azioni pari a circa **12.5 kN** per montante.

Per le barriere di sicurezza H3BP-H4BP montate su opera d'arte l'azione dell'urto trasmessa è assunta pari a **51 kN** mentre per le barriere H2BP è assunta pari a **50 kN** (tali risultati sono ottenuti dal massimo momento plastico trasmissibile dal montante all'opera sottostante, per maggiori informazioni riferirsi al relativo paragrafo).

10.4 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle NTC2008.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio progettuale di tipo 1 (NTC2008 paragrafo 2.6.1).

Secondo tale approccio, si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

In particolare si adottano:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1): per le verifiche strutturali STR delle barriere e delle opere di fondazione;
- Combinazione 2 (A2+M2+R2 per le fondazioni superficiali, A2+M1+R2 per i pali): per le verifiche geotecniche GEO delle fondazioni.

I coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2) sono riportati nella tabella seguente, mentre i coefficienti per i materiali (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2) sono riportati nei paragrafi di verifica.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le combinazioni strutturali e geotecniche allo SLU saranno ottenute dalle seguenti equazioni:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. fondamentale}$$

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. sismica}$$

$$F_d = A_d + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. Eccezionale}$$

Per lo stato limite di esercizio SLE si ha:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. caratteristica rara}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. frequente}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. quasi permanente}$$

I valori dei coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} e ψ_{2i} sono riportati nella tabella seguente in base al carico di riferimento.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

La combinazione sismica viene trascurata nei calcoli delle strutture in elevazione, così come per le fondazioni, in quanto non dimensionante. Il peso della barriera antirumore infatti è ridotto e quindi anche l'azione statica equivalente del sisma corrispondente. Inoltre, secondo le NTC 2008, il vento non viene combinato con l'azione sismica di conseguenza le sollecitazioni derivanti dalla combinazione sismica sono sicuramente inferiori a quelle dovute al carico da vento amplificato nelle verifiche SLU.

La pressione dinamica e l'azione del vento sono azioni che non agiscono contemporaneamente. Se il valore della pressione del vento risulta superiore all'azione dinamica, quest'ultima non genera ulteriori combinazioni di carico, al contrario sostituirà l'azione del vento nelle combinazioni espresse di seguito.

Di seguito si riportano le possibili combinazioni di carico strutturali e geotecniche per la verifica delle barriere agli SLU e agli SLE, nonché per la verifica strutturale delle opere di fondazione. Per determinare la combinazione maggiormente gravosa è necessario applicare la rotazione degli indici dei carichi Q_i .

Carico		Coefficienti γ_F					Coefficienti di non contemporaneità		
		SLU STR	SLU GEO	SISMA	ECC	SLE	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso proprio G1		1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-
Permanenti non strutturali G2		1.50	1.30	1.00	1.00	1.00	-	-	-
Vento Q1	Non simultanei	1.50	1.30	-	-	1.00	0.60	0.20	0.00
Rimozione Neve Q2		1.50	1.30	-	-	1.00	0.50	0.20	0.00
Pressione veicolare Q4		1.50	1.30	-	-	1.00	0.60	0.20	0.00
Neve Q3		1.50	1.30	-	-	1.00	0.50	0.20	0.00
Sisma Ed		-	-	1.00	-	-	-	-	-
Urto Ad		-	-	-	1.00	-	-	-	-

11. CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE

11.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (G1) E PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Barriere tradizionali

I pesi propri a metro lineare dei montanti e degli sbracci per barriere tradizionali impiegati valgono:

Montanti HEB 180	512 N/m
Montanti IPE 300	422 N/m
Montanti IPE 360	571 N/m
Montanti IPE 400	663 N/m
Montanti HEB 360	1418 N/m
Montanti HEB 400	1553 N/m

Vengono considerati agenti i carichi permanenti non strutturali prodotti solo dai pannelli in lega metallica imbibiti:

Peso proprio pannello metallico imbibito	0.50 kN/m ²
--	------------------------

Barriere integrate

I pesi propri a metro lineare dei montanti per barriere integrate (comprendenti anche i pesi dei pannelli metallici non strutturali) valgono:

Integrata H=3.00 m	1,85 kN/m
Integrata H=4.00 m	1.95 kN/m
Integrata H=5.00 m	2.07 kN/m

Moltiplicando tali valori per l'interasse tra i montanti $i = 2.25 \text{ m}$ si ottengono i pesi:

Integrata H=3.00 m	4.16 kN
Integrata H=4.00 m	4.39 kN
Integrata H=5.00 m	4.66 kN

11.2 CALCOLO CARICO DA VENTO (Q1)

A seguire si riporta il calcolo dell'azione del vento agente sulle barriere antirumore in relazione all'altezza della barriera e del rilevato. Si considera un periodo di ritorno pari a 50 anni sia per le verifiche di Stato Limite Ultimo che per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio.

Zona - Regione	Zona	[-]	3
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{0,0}$	[m/s]	27
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	500
Parametro funzione della zona	k_z	[1/s]	0,020
Altitudine	a_s	[m]	300
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	v_0	[m/s]	27
Tempo di ritorno	T_R	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	α_R	[-]	1,00
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_0(T_R)$	[m/s]	27
Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1,25
Pressione cinetica di riferimento	q_0	[N/m ²]	455,6
Coefficiente di topografia	c_t	[-]	1
Coefficiente dinamico	c_d	[-]	1
Coefficiente di forma per zone interne (corrente)	$c_{p\text{ int}}$	[-]	1,2
Coefficiente di forma per zone di bordo	$c_{p\text{ bordo}}$	[-]	2
Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k_r	[-]	0,2
	z_0	[m]	0,1
	z_{min}	[m]	5

COEFFICIENTI DI ESPOSIZIONE ($Z_{MAX,MONT} = Z_{BASE} + H_{MONTANTE}$)																								
H MONTANTE [m]	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	Z _{BASE} (m)	
	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00	12,00		
CLASSICA	3	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,41	
	3,5	1,71	1,71	1,71	1,71	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,43	
	4	1,71	1,71	1,71	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,45	
	4,5	1,71	1,71	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,47	
	5	1,71	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,41	2,49	
	5,5	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,41	2,43	2,51	
	6	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,41	2,43	2,45	2,53	
	6,5	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,41	2,43	2,45	2,47	2,55	
	7	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,41	2,43	2,45	2,47	2,49	2,57	
	7,5	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,41	2,43	2,45	2,47	2,49	2,51	2,59	
INTEG	3	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,41	
	5	1,71	1,76	1,82	1,87	1,91	1,95	2,00	2,03	2,07	2,10	2,14	2,17	2,20	2,23	2,26	2,28	2,31	2,34	2,36	2,38	2,41	2,49	
AGGETTO A 45°	H MONTANTE [m]	(per il montante valgono i valori corrispondenti alla CLASSICA)																						
	6,00	(per l'aggetto la Z _{BASE} coincide con Z _{MAX,MONT})																						
	L AGGETTO [m]																							
	3	2,00	2,04	2,08	2,11	2,15	2,18	2,21	2,24	2,26	2,29	2,32	2,34	2,37	2,39	2,41	2,43	2,46	2,48	2,50	2,52	2,54	2,53	
	H MONTANTE [m]	(per il montante valgono i valori corrispondenti alla CLASSICA)																						
	6,5	(per l'aggetto la Z _{BASE} coincide con Z _{MAX,MONT})																						
	L AGGETTO [m]																							
	3	2,04	2,08	2,11	2,15	2,18	2,21	2,24	2,26	2,29	2,32	2,34	2,37		2,39	2,41	2,43	2,46	2,48	2,50	2,52	2,54	2,56	
	H MONTANTE [m]	(per il montante valgono i valori corrispondenti alla CLASSICA)																						
	7	(per l'aggetto la Z _{BASE} coincide con Z _{MAX,MONT})																						
	L AGGETTO [m]																							
	3	2,08	2,11	2,15	2,18	2,21	2,24	2,26	2,29	2,32	2,34	2,37	2,39	2,41	2,43	2,46	2,48	2,50	2,52	2,54	2,56	2,57	2,64	

		TR=50																						
		BARRIERA CLASSICA												BARRIERA INTEGRATA			AGGETTO H=6		AGGETTO H=6,5		AGGETTO H=7			
																	Laggetto	Laggetto	Laggetto	Laggetto	Laggetto	Laggetto		
		H _{MONTANTE} [m] =	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	3	4	5	2	3	2	3	2	3	
Z _{BASE} [m]		p = q _b C _e C _p C _d [kN/m ²]												p = q _b C _e C _p C _d [kN/m ²]			p = q _b C _e C _p C _d		p = q _b C _e C _p C _d		p = q _b C _e C _p C _d			
1	INTERNO	0,00	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	0,935	0,935	0,935	1,821	1,874	1,859	1,910	1,895	1,943	
		0,50	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	0,935	0,935	0,967	1,859	1,910	1,895	1,943	1,930	1,975	
		1,00	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	0,935	0,935	0,995	1,895	1,943	1,930	1,975	1,962	2,006	
		1,50	0,935	0,935	0,935	0,935	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	0,935	0,967	1,022	1,930	1,975	1,962	2,006	1,994	2,035	
		2,00	0,935	0,935	0,935	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	0,935	0,995	1,047	1,962	2,006	1,994	2,035	2,023	2,064	
		2,50	0,935	0,935	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	0,967	1,022	1,071	1,994	2,035	2,023	2,064	2,052	2,091	
		3,00	0,935	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	0,995	1,047	1,093	2,023	2,064	2,052	2,091	2,080	2,117	
		3,50	0,967	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,022	1,071	1,114	2,052	2,091	2,080	2,117	2,106	2,142	
		4,00	0,995	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,047	1,093	1,134	2,080	2,117	2,106	2,142	2,132	2,166	
		4,50	1,022	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,071	1,114	1,153	2,106	2,142	2,132	2,166	2,156	2,190	
		5,00	1,047	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,093	1,134	1,171	2,132	2,166	2,156	2,190	2,180	2,212	
		5,50	1,071	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,114	1,153	1,188	2,156	2,190	2,180	2,212	2,203	2,234	
		6,00	1,093	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,134	1,171	1,205	2,180	2,212	2,203	0,000	2,225	2,256	
		6,50	1,114	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,153	1,188	1,221	2,203	2,234	2,225	2,234	2,247	2,277	
		7,00	1,134	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,306	1,171	1,205	1,236	2,225	2,256	2,247	2,256	2,268	2,297	
		7,50	1,153	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,306	1,319	1,188	1,221	1,251	2,247	2,277	2,268	2,277	2,288	2,316	
		8,00	1,171	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,306	1,319	1,331	1,205	1,236	1,266	2,268	2,297	2,288	2,297	2,308	2,335	
		8,50	1,188	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,306	1,319	1,331	1,343	1,221	1,251	1,280	2,288	2,316	2,308	2,316	2,328	2,354	
		9,00	1,205	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,306	1,319	1,331	1,343	1,354	1,236	1,266	1,293	2,308	2,335	2,328	2,335	2,346	2,372	
		9,50	1,221	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,306	1,319	1,331	1,343	1,354	1,366	1,251	1,280	1,306	2,328	2,354	2,346	2,354	2,365	2,390	
		21	10,00	1,236	1,251	1,266	1,280	1,293	1,306	1,319	1,331	1,343	1,354	1,366	1,377	1,266	1,293	1,319	2,346	2,372	2,365	2,372	2,383	2,407
		22	12,00	1,293	1,306	1,319	1,331	1,343	1,354	1,366	1,377	1,387	1,398	1,408	1,418	1,319	1,343	1,366	2,368	2,368	2,386	2,390	2,450	2,473
Z _{BASE} (m)		p = q _b C _e C _p C _d [kN/m ²]												p = q _b C _e C _p C _d [kN/m ²]			p = q _b C _e C _p C _d		p = q _b C _e C _p C _d		p = q _b C _e C _p C _d			
1	BORDO	0,00	1,559	1,559	1,559	1,559	1,559	1,559	1,559	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,559	1,559	1,559	3,034	3,123	3,098	3,182	3,158	3,238	
		0,50	1,559	1,559	1,559	1,559	1,559	1,559	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,559	1,559	1,611	3,098	3,182	3,158	3,238	3,216	3,292	
		1,00	1,559	1,559	1,559	1,559	1,559	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,559	1,559	1,659	3,158	3,238	3,216	3,292	3,270	3,343	
		1,50	1,559	1,559	1,559	1,559	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,559	1,611	1,703	3,216	3,292	3,270	3,343	3,322	3,392	
		2,00	1,559	1,559	1,559	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,559	1,659	1,745	3,270	3,343	3,322	3,392	3,372	3,439	
		2,50	1,559	1,559	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,611	1,703	1,784	3,322	3,392	3,372	3,439	3,420	3,484	
		3,00	1,559	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	1,659	1,745	1,821	3,372	3,439	3,420	3,484	3,466	3,528	
		3,50	1,611	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	1,703	1,784	1,856	3,420	3,484	3,466	3,528	3,510	3,569	
		4,00	1,659	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	1,745	1,821	1,889	3,466	3,528	3,510	3,569	3,552	3,610	
		4,50	1,703	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	1,784	1,856	1,921	3,510	3,569	3,552	3,610	3,593	3,649	
		5,00	1,745	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	1,821	1,889	1,951	3,552	3,610	3,593	3,649	3,633	3,687	
		5,50	1,784	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	1,856	1,921	1,980	3,593	3,649	3,633	3,687	3,671	3,724	
		6,00	1,821	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	1,889	1,951	2,008	3,633	3,687	3,671	0,000	3,709	3,759	
		6,50	1,856	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	1,921	1,980	2,035	3,671	3,724	3,709	3,724	3,745	3,794	
		7,00	1,889	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	2,176	1,951	2,008	2,060	3,709	3,759	3,745	3,759	3,780	3,827	
		7,50	1,921	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	2,176	2,197	1,980	2,035	2,085	3,745	3,794	3,780	3,794	3,814	3,860	
		17	8,00	1,951	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	2,176	2,197	2,218	2,008	2,060	2,109	3,780	3,827	3,814	3,827	3,847	3,892
		18	8,50	1,980	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	2,176	2,197	2,218	2,238	2,035	2,085	2,132	3,814	3,860	3,847	3,860	3,879	3,923
		19	9,00	2,008	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	2,176	2,197	2,218	2,238	2,257	2,060	2,109	2,155	3,847	3,892	3,879	3,892	3,910	3,953
		20	9,50	2,035	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	2,176	2,197	2,218	2,238	2,257	2,276	2,085	2,132	2,176	3,879	3,923	3,910	3,923	3,941	3,983
		21	10,00	2,060	2,085	2,109	2,132	2,155	2,176	2,197	2,218	2,238	2,257	2,276	2,294	2,109	2,155	2,197	3,910	3,953	3,941	3,953	3,971	4,012
		22	12,00	2,155	2,176	2,197	2,218	2,238	2,257	2,276	2,294	2,312	2,329	2,346	2,363	2,197	2,238	2,276	3,946	3,946	3,976	3,983	4,083	4,121

Famiglia	C _e montante	C _p montante	P _{montante}	f _w montante	V _{base} montante	M _{base} montante	N _{base} montante
	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kN]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	2,311	1,20	1,263	7,58	22,74	34,11	0,00
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	1,955	2,00	1,781	7,12	24,93	43,64	0,00
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	1,866	1,20	1,020	6,12	21,42	37,49	0,00
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	1,912	2,00	1,742	6,97	27,87	55,74	0,00
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	2,257	1,20	1,234	7,41	29,62	59,24	0,00
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	1,708	2,00	1,556	6,22	28,01	63,02	0,00
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	1,817	1,20	0,993	5,96	26,82	60,35	0,00
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	1,708	2,00	1,556	6,22	31,12	77,80	0,00
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	2,070	1,20	1,132	4,53	22,63	56,59	0,00
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	2,033	2,00	1,853	5,56	30,57	84,08	0,00
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	2,336	1,20	1,277	5,11	28,10	77,27	0,00
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	1,995	2,00	1,818	2,73	16,36	49,09	0,00
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	2,257	1,20	1,234	4,94	29,62	88,86	0,00
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	2,200	1,20	1,203	4,81	31,27	101,64	0,00
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	2,336	1,20	1,277	5,11	35,76	125,16	0,00
3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10	2,311	1,20	1,263	2,84	8,53	12,79	0,00
5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5	2,169	1,20	1,186	2,67	13,34	33,36	0,00

Famiglia	C _e montante	C _e sbraccio	C _p montante	C _p sbraccio	P _{montante}	P _{sbraccio}	f _w montante	f _w sbraccio
	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	2,257	2,366	1,20	2,05	1,234	2,209	3,70	6,63

Famiglia	V _{base} sbraccio	M _{base} sbraccio	N _{base} sbraccio	V _{top} montante	M _{top} montante	N _{top} montante	V _{base} montante	M _{base} montante	N _{base} montante
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	19,88	29,82	0,00	14,06	29,82	14,06	39,97	218,92	14,06

11.3 CALCOLO CARICO DINAMICO RIMOZIONE DELLA NEVE (Q2)

L'azione sul ciascun montante è pari a:

$$V_{RIM\ NEVE} = F_h = 15\ kN$$

$$M_{RIM\ NEVE} = F_h \cdot h = 15 \cdot 1.50 = 22.50\ kNm$$

11.4 CALCOLO CARICO DELLA NEVE (Q3)

Il calcolo dell'azione del carico della neve viene svolto esclusivamente per le barriere con sbraccio.

Zona - Regione	Zona	[-]	III
Altitudine	a_s	[m]	300
Carico caratteristico di riferimento del carico neve al suolo	q_{sk}	[kN/m ²]	0,71
Topografia	-	-	Normale
Coefficiente di esposizione	C_e	[-]	1
Coefficiente termico	C_t	[-]	1

	Coefficiente di forma	Carico neve sullo sbraccio	Sforzo normale	Momento
Famiglia	μ	q_s	$N_{base\ montante}$	$M_{base\ montante}$
	[-]	[kN/m ²]	[kN]	[kNm]
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5,5	0,40	0,28	1,80	1,91

11.5 CALCOLO CARICO DINAMICO VEICOLARE (Q4)

Per i calcoli della pressione dinamica si assumerà il valore $q_v = 800 \text{ N/m}^2$ (traffico all'aria aperta, alla distanza di 3 metri dalla barriera e velocità massima di 120 km/h).

A favore di sicurezza si applica tale carico sull'intera altezza della barriera e non solo sui primi 4.50 m (corrispondente alla sagoma limite di un mezzo pesante).

11.6 CALCOLO AZIONE DA URTO DA VEICOLO IN SVIO (Ad)

L'azione sul singolo montante della barriera integrata è pari a:

$$V_{URTO} = F_h = 75 \text{ kN}$$

$$M_{URTO} = F_h \cdot h = 75 \cdot 1.00 = 75 \text{ kNm}$$

11.7 CALCOLO AZIONE SISMICA (Ed)

Sulla base della caratterizzazione sismica, si determinano le azioni sismiche agenti sulle barriere tramite un'analisi lineare statica:

Famiglia	Sisma				
	T_1	$S_d(T_1)$	P	F_n	M_{sisma}
	[s]	[g]	[kN]	[kN]	[kNm]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	0,194	0,723	10,54	7,61	22,84
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	0,218	0,723	8,79	6,35	22,24
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	0,218	0,723	12,29	8,88	31,09
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	0,240	0,723	9,69	7,00	28,01
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	0,240	0,723	13,69	9,89	39,57
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	0,263	0,723	10,90	7,88	35,45
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	0,263	0,723	15,40	11,13	50,08
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	0,284	0,723	12,11	8,75	43,76
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	0,284	0,723	12,11	8,75	43,76
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	0,305	0,723	11,39	8,23	45,27
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	0,305	0,723	14,14	10,22	56,20
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	0,326	0,723	8,48	6,13	36,76
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	0,326	0,723	15,98	11,55	69,28
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	0,346	0,723	17,31	12,51	81,30
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	0,366	0,723	23,92	17,29	121,02
3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10	0,194	0,723	4,16	3,01	9,02
5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5	0,284	0,723	4,66	3,37	16,84
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	0,366	0,723	30,53	22,06	154,42

L'azione sismica risulta inferiore al valore dell'azione del vento caratteristica. Pertanto nelle combinazioni di calcolo e le successive verifiche non verrà considerata la combinazione sismica perché non dimensionante.

12. COMBINAZIONI DEI CARICHI AGENTI SUI MONTANTI DELLE BARRIERE ANTIRUMORE

Si riportano le sollecitazioni a base montante nelle combinazioni di carico di progetto precedentemente descritte, suddivise per famiglie.

La combinazione sismica viene trascurata nei calcoli delle strutture in elevazione, così come per le fondazioni, in quanto non dimensionante. Il peso della barriera antirumore infatti è ridotto e quindi anche l'azione statica equivalente del sisma corrispondente. Inoltre, secondo le NTC 2008, il vento non viene combinato con l'azione sismica di conseguenza le sollecitazioni derivanti dalla combinazione sismica sono sicuramente inferiori a quelle dovute al carico da vento amplificato nelle verifiche SLU. Si riporta comunque la combinazione sismica dei carichi a prova di quanto enunciato.

12.1 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sulle barriere allo stato limite ultimo per condizioni statiche (SLU-STR e STR-GEO) e sismiche (SLV):

	SLU-STR			SLU-GEO			SISMICA		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	15,50	34,11	51,17	13,24	29,56	44,34	10,54	7,61	22,84
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	12,83	37,40	65,45	10,89	32,42	56,73	8,79	6,35	22,24
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	18,08	32,13	56,24	15,44	27,85	48,74	12,29	8,88	31,09
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	14,20	41,81	83,61	12,09	36,23	72,46	9,69	7,00	28,01
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	20,20	44,43	88,86	17,29	38,51	77,01	13,69	9,89	39,57
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	15,97	42,01	94,53	13,60	36,41	81,92	10,90	7,88	35,45
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	22,72	40,23	90,53	19,45	34,87	78,46	15,40	11,13	50,08
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	17,75	46,68	116,70	15,11	40,46	101,14	12,11	8,75	43,76
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	17,75	33,95	84,88	15,11	29,42	73,56	12,11	8,75	43,76
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	16,46	45,86	126,12	13,87	39,75	109,30	11,39	8,23	45,27
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	20,58	42,15	115,90	17,44	36,53	100,45	14,14	10,22	56,20
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	11,92	24,54	73,63	9,83	21,27	63,81	8,48	6,13	36,76
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	23,17	44,43	133,29	19,58	38,51	115,52	15,98	11,55	69,28
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	25,10	46,91	152,46	21,21	40,65	132,13	17,31	12,51	81,30
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	33,90	53,64	187,75	28,12	46,49	162,71	23,92	17,29	121,02
3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10	5,41	22,50	33,75	4,16	19,50	29,25	4,16	3,01	9,02
5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5	6,06	22,50	50,04	4,66	19,50	43,37	4,66	3,37	16,84
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	65,12	59,96	343,39	54,47	51,97	296,98	30,53	22,06	164,13

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sulle barriere integrate per la combinazione eccezionale data dall'azione dell'urto:

	ECCEZIONALE - URTO		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10	4,16	75,00	75,00
5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5	4,66	75,00	75,00

12.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sulle barriere allo stato limite d'esercizio per condizioni statiche (combinazione Rara, Frequente e Quasi Permanente):

	SLE-RARA			SLE-FREQUENTE			SLE-QUASI PERMANENTE		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	10,54	22,74	34,11	10,54	4,55	6,82	10,54	0,00	0,00
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	8,79	24,93	43,64	8,79	4,99	8,73	8,79	0,00	0,00
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	12,29	21,42	37,49	12,29	4,28	7,50	12,29	0,00	0,00
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	9,69	27,87	55,74	9,69	5,57	11,15	9,69	0,00	0,00
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	13,69	29,62	59,24	13,69	5,92	11,85	13,69	0,00	0,00
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	10,90	28,01	63,02	10,90	5,60	12,60	10,90	0,00	0,00
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	15,40	26,82	60,35	15,40	5,36	12,07	15,40	0,00	0,00
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	12,11	31,12	77,80	12,11	6,22	15,56	12,11	0,00	0,00
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	12,11	22,63	56,59	12,11	4,53	11,32	12,11	0,00	0,00
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	11,39	30,57	84,08	11,39	6,11	16,82	11,39	0,00	0,00
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	14,14	28,10	77,27	14,14	5,62	15,45	14,14	0,00	0,00
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	8,48	16,36	49,09	8,48	3,27	9,82	8,48	0,00	0,00
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	15,98	29,62	88,86	15,98	5,92	17,77	15,98	0,00	0,00
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	17,31	31,27	101,64	17,31	6,25	20,33	17,31	0,00	0,00
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	23,92	35,76	125,16	23,92	7,15	25,03	23,92	0,00	0,00
3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10	4,16	15,00	22,50	4,16	3,00	4,50	4,16	0,00	0,00
5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5	4,66	15,00	33,36	4,66	3,00	6,67	4,66	0,00	0,00
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	45,48	39,97	229,59	33,34	7,99	53,50	30,53	0,00	9,71

13. VALUTAZIONE DELLE AZIONI DA URTO TRASFERIBILI DALLE BARRIERE DI SICUREZZA BORDO PONTE SULLE SOTTOSTRUTTURE

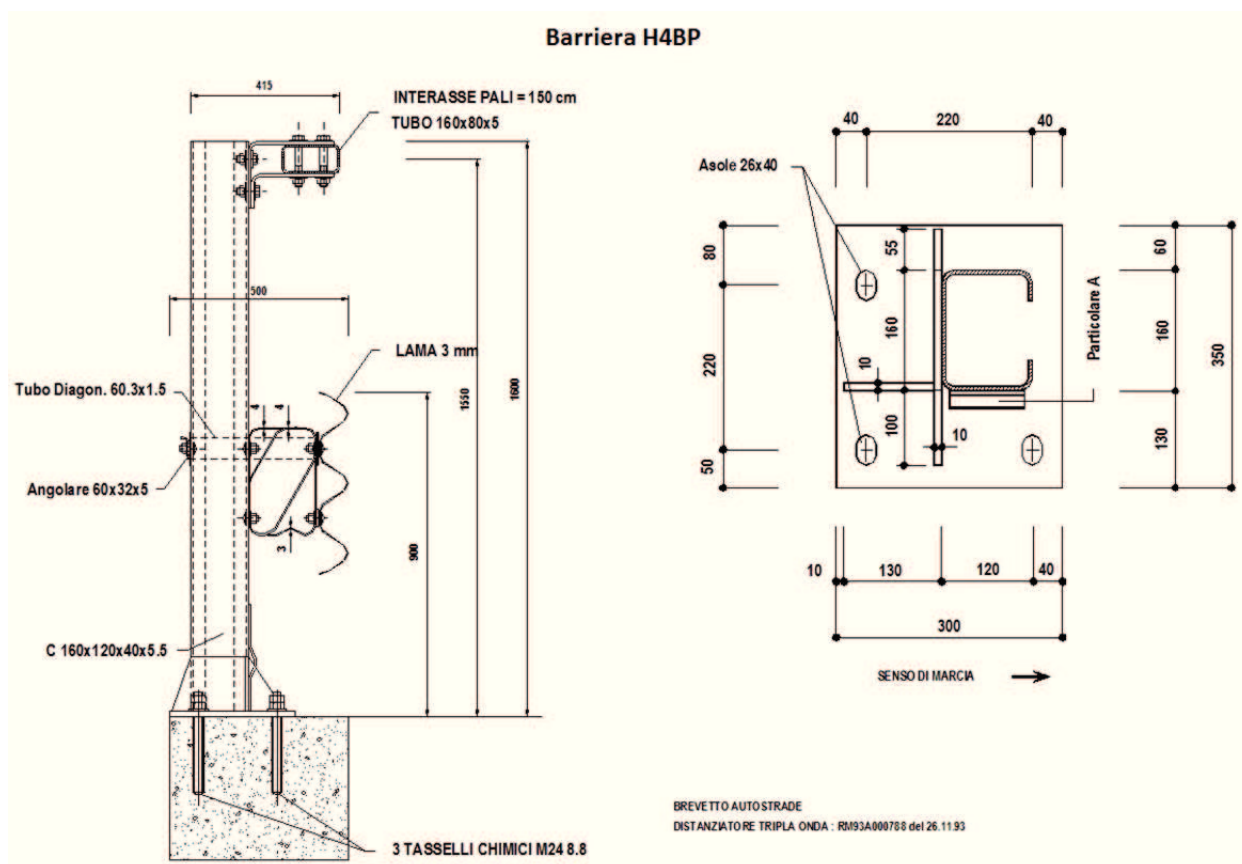
L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi, al cordolo ed infine alla soletta sono da ricercare tra le massime azioni che il sistema montante-ancoraggio è in grado di trasferire durante l'urto.

Il comportamento della barriera sotto l'effetto dell'urto di un veicolo, come noto, risulta molto complesso. Durante l'impulso la barriera si deforma considerevolmente, i montanti si plasticizzano dando luogo ad una tipica configurazione a catenaria che costituisce il reale dispositivo di ritenuta.

Al fine di valutare l'effettivo trasferimento di sollecitazioni alle strutture sottostanti è necessario confrontare la resistenza dell'ancoraggio e la resistenza ultima del montante in acciaio.

13.1 BARRIERA H4BP

Nella figura seguente sono riportate le caratteristiche geometriche della piastra di ancoraggio di una tipica barriera H4BP ed i relativi tasselli.



13.1.1 Resistenza degli ancoraggi su calcestruzzo

La base del montante è costituita da una piastra in acciaio ancorata al calcestruzzo a mezzo di tre tasselli ad alta resistenza inghisati con resine epossidiche.

La resistenza degli ancoraggi è influenzata dalle caratteristiche del materiale di supporto (il calcestruzzo del cordolo) e dal suo stato di conservazione.

Sono previsti tasselli M24 ($A_{res} = 353 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$).

Data la geometria della piastra si calcola il momento trasmissibile considerando due tasselli in trazione ed un braccio delle forze interne b pari a 0.22m, ottenendo perciò:

$$M_{ancoraggi} = 2 \cdot (F_y \cdot b) = 2 \cdot (A_{res} \cdot f_{yb} \cdot b)$$

Tensione di snervamento	f_{yb}	640	N/mm ²
Area resistente del tassello	A_{res}	353	mm ²
Forza di snervamento	$F_y = A_{res} \cdot f_{yb}$	225.92	kN
Braccio della forza interna	b	220	mm
Momento resistente degli ancoraggi	$M_{ancoraggi}$	99.41	kNm

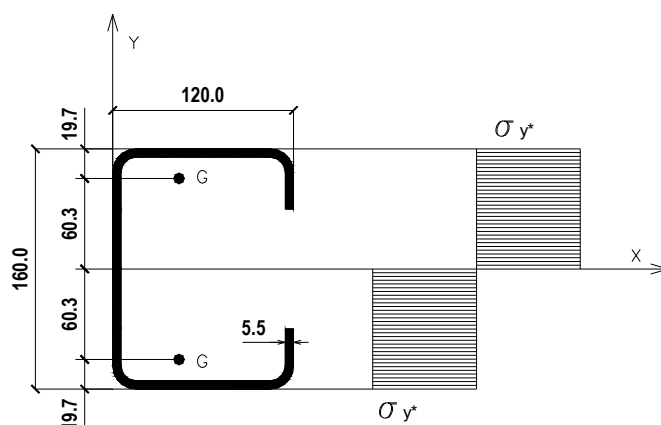
13.1.2 Resistenza ultima del montante

La resistenza ultima del montante è dedotta considerando il momento plastico che il montante della barriera di sicurezza può fornire (in ottemperanza al paragrafo 4.7.3.3 dell' UNI EN 1991-2 come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012).

Il montante è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235 (ex Fe360).

Il momento plastico del montante viene calcolato ipotizzando che tutte le fibre del profilo raggiungono la tensione di snervamento media $\sigma_y^* = f_{yk} \cdot \gamma_{Rd}$, in cui $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$ è la tensione di snervamento caratteristica mentre $\gamma_{Rd} = 1.5$ è il fattore di sovrarresistenza.

In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



$$M_{montante} = W_{pl} \cdot \sigma_y^* = (2 \cdot S_{n\,1/2}) \cdot \sigma_y^* = 2 \cdot (A_{mont\,1/2} \cdot d_g) \cdot (f_{yk} \cdot \gamma_{Rd})$$

Area della sezione del montante	A_{mont}	2399	mm ²
Area di metà sezione del montante	$A_{mont\,1/2}$	1199.5	mm ²
Distanza del baricentro di metà sezione rispetto l'asse neutro	d_g	60.3	mm
Momento statico di metà sezione rispetto l'asse neutro	$S_{n\,1/2}$	72329.85	mm ³
Modulo di resistenza plastico	W_{pl}	144659.70	mm ³
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	235	N/mm ²
Fattore di sovrarresistenza	γ_{Rd}	1.5	-
Tensione di snervamento media	σ_y^*	352.5	N/mm ²
Momento plastico del montante	$M_{montante}$	51.00	kNm

Essendo il momento derivante dalla resistenza ultima del montante $M_{montante} = 51 \text{ kNm}$ maggiore del momento derivante dalla resistenza degli ancoraggi $M_{ancoraggi} = 99.41 \text{ kNm}$, si considera questo valore come azione da urto proveniente dalla barriera (tale momento da urto non viene impiegato per effettuare la verifica del montante ma per determinare l'azione massima di sollecitazione proveniente dalla barriera che viene trasmessa alle sottostrutture).

L'azione da taglio trasferibile alla base del montante (F_{urto}) non è altro che la forza in grado di generare il momento plastico (M_{urto}) calcolato per ciascun montante considerando un braccio (h_{urto}) di 1.0m. Si ottiene pertanto:

Momento da urto	M_{urto}	51.0	kNm
Altezza di applicazione forza d'urto	h_{urto}	1	m
Interasse montanti	$i_{montanti}$	1.5	m
Forza orizzontale d'urto	F_{urto}	51.0	kN

13.1.3 Verifica di congruenza con NTC2008

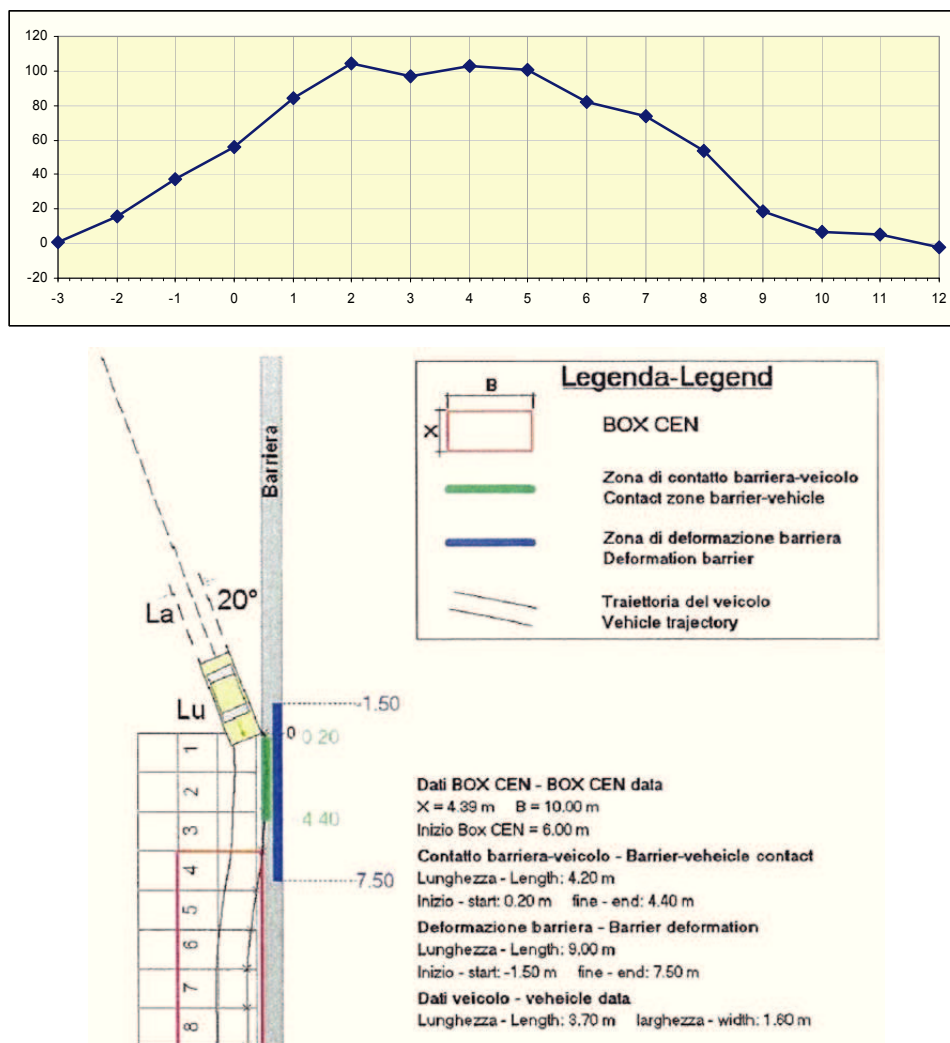
Secondo le NTC2008 (§ 3.6.3.3.2) l'azione dell'urto è rappresentata da una forza $F = 100 \text{ KN}$ posta ad un'altezza dal piano viario $h = 1.0 \text{ m}$. Posto che il piano viario sia alla stessa quota dell'estradosso del cordolo si calcola il momento da urto da trasferire alla soletta pari a $M = 100 \times 1.0 = 100 \text{ KNm}$.

Per il trasferimento di tale sollecitazione all'impalcato devono essere coinvolti almeno:

$$n = M/M_{urto} = 100/51 = 1.97 \cong 2 \text{ montanti}$$

Dai risultati ottenuti dalle prove di crash della barriera H4 si evince come siano almeno 4 i montanti coinvolti dalla deformazione massima riscontrabile a valle della prova stessa. Quindi considerare che l'azione da urto sia assorbita solamente da 2 montanti e che questa sia pari a $F = 51 \text{ KN}$ è un'assunzione a vantaggio di sicurezza.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle prove di crash con veicolo leggero:



FOGLIO DI RILEVAMENTO DATI

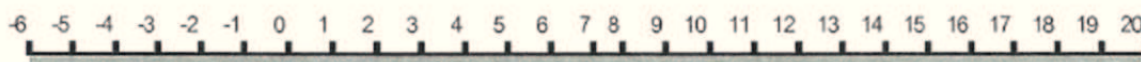
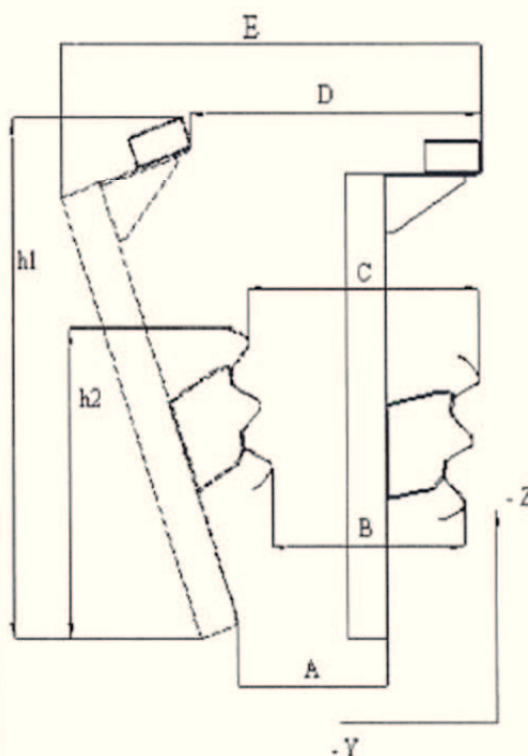
PROVA N. : 382

Rilievo dei danni subiti dalla BARRIERA

DEL. : 03/08/2006

Barriera a LAMA e PALETTI

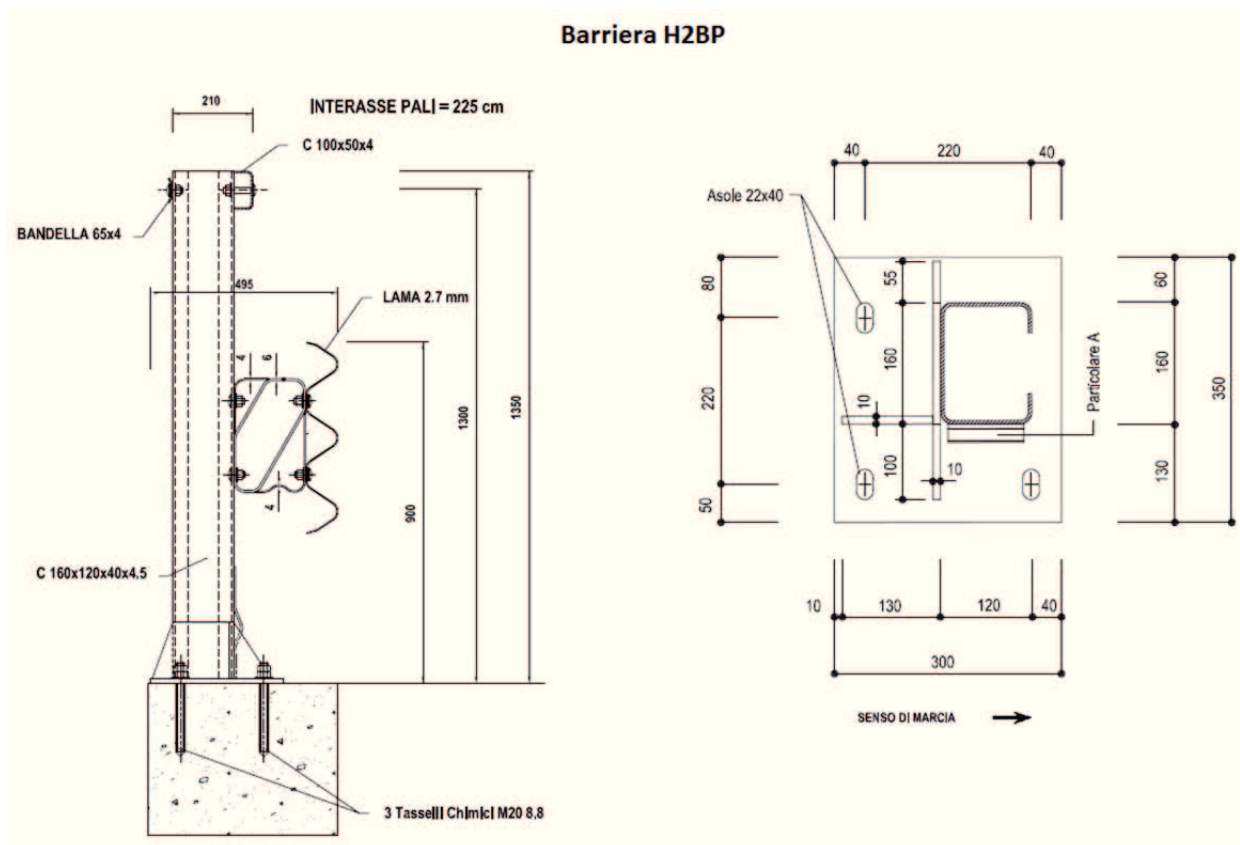
N° punto (NOTA1)	- Y spostamento trasversale (cm)					- Z altezza (cm)		Misure sulla barriera
	A	B	C	D	E	h1	h2	
-4								A = spostamento parte inferiore del palo
-3								B = spostamento parte inferiore della lama
-2	0	0	0	0	50	160	91	C = spostamento parte superiore della lama
-1	0	1	0	0	50	160	91	D = spostamento del corrente
0	0	4	1	0	50	160	92	E = Larghezza di lavoro statica (Misura tra la parte più esterna rivolta al traffico prima dell'urto e la parte più esterna rivolta dalla parte opposta al traffico dopo l'urto)
1	0	12	7	0	50	160	95	h1 = spostamento parte superiore della lama
2	0	16	10	0	50	160	96	h2 = spostamento parte superiore della lama
3	0	10	5	0	50	160	93	
4	0	3	1	0	50	160	93	
5	0	1	0	0	50	160	91	
6	0	0	0	0	50	160	90	
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								



Paletto in corrispondenza della traiettoria di impatto del veicolo

13.2 BARRIERA H2BP

Nella figura seguente sono riportate le caratteristiche geometriche della piastra di ancoraggio di una tipica barriera H2BP ed i relativi tasselli.



13.2.1 Resistenza degli ancoraggi su calcestruzzo

La base del montante è costituita da una piastra in acciaio ancorata al calcestruzzo a mezzo di tre tasselli ad alta resistenza inghisati con resine epossidiche.

La resistenza degli ancoraggi è influenzata dalle caratteristiche del materiale di supporto (il calcestruzzo del cordolo) e dal suo stato di conservazione.

Sono previsti tasselli M20 ($A_{res} = 245 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$).

Data la geometria della piastra si calcola il momento trasmissibile considerando due tasselli in trazione ed un braccio delle forze interne b pari a 0.22m, ottenendo perciò:

$$M_{ancoraggi} = 2 \cdot (F_y \cdot b) = 2 \cdot (A_{res} \cdot f_{yb} \cdot b)$$

Tensione di snervamento	f_{yb}	640	N/mm ²
Area resistente del tassello	A_{res}	245	mm ²
Forza di snervamento	$F_y = A_{res} \cdot f_{yb}$	156.80	kN

Braccio della forza interna	b	220	mm
Momento resistente degli ancoraggi	$M_{ancoraggi}$	69.00	kNm

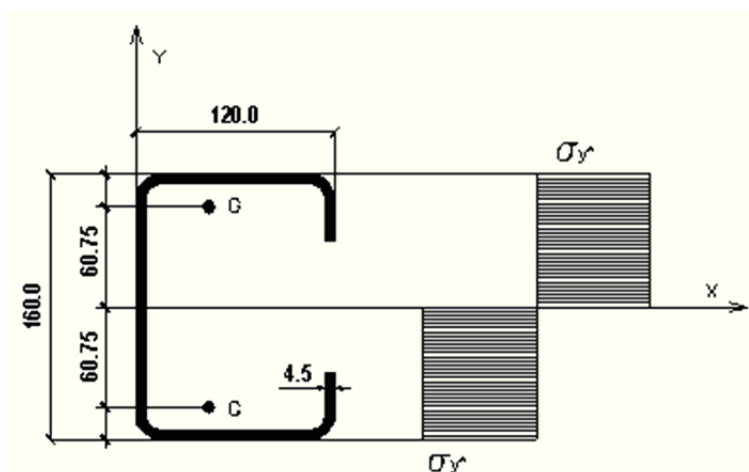
13.2.2 Resistenza ultima del montante

La resistenza ultima del montante è dedotta considerando il momento plastico che il montante della barriera di sicurezza può fornire (in ottemperanza al paragrafo 4.7.3.3 dell' UNI EN 1991-2 come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012).

Il montante è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S275 (ex Fe430).

Il momento plastico del montante viene calcolato ipotizzando che tutte le fibre del profilo raggiungono la tensione di snervamento media $\sigma_y^* = f_{yk} \cdot \gamma_{Rd}$, in cui $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ è la tensione di snervamento caratteristica mentre $\gamma_{Rd} = 1.5$ è il fattore di sovraresistenza.

In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



$$M_{montante} = W_{pl} \cdot \sigma_y^* = (2 \cdot S_{n\ 1/2}) \cdot \sigma_y^* = 2 \cdot (A_{mont\ 1/2} \cdot d_g) \cdot (f_{yk} \cdot \gamma_{Rd})$$

Area della sezione del montante	A_{mont}	1984.36	mm ²
Area di metà sezione del montante	$A_{mont\ 1/2}$	992.18	mm ²
Distanza del baricentro di metà sezione rispetto l'asse neutro	d_g	60.75	mm
Momento statico di metà sezione rispetto l'asse neutro	$S_{n\ 1/2}$	60274.94	mm ³
Modulo di resistenza plastico	W_{pl}	120549.87	mm ³
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	275	N/mm ²
Fattore di sovraresistenza	γ_{Rd}	1.5	-
Tensione di snervamento media	σ_y^*	412.5	N/mm ²
Momento plastico del montante	$M_{montante}$	50.00	kNm

Essendo il momento derivante dalla resistenza ultima del montante $M_{montante} = 50 \text{ kNm}$ maggiore del momento derivante dalla resistenza degli ancoraggi $M_{ancoraggi} = 69.00 \text{ kNm}$, si considera questo valore come azione da urto proveniente dalla barriera (tale momento da urto non viene impiegato per effettuare la verifica del montante ma per determinare l'azione massima di sollecitazione proveniente dalla barriera che viene trasmessa alle sottostrutture).

L'azione da taglio trasferibile alla base del montante (F_{urto}) non è altro che la forza in grado di generare il momento plastico (M_{urto}) calcolato per ciascun montante considerando un braccio (h_{urto}) di 1.0m. Si ottiene pertanto:

Momento da urto	M_{urto}	50.0	kNm
Altezza di applicazione forza d'urto	h_{urto}	1	m
Interasse montanti	$i_{montanti}$	2.25	m
Forza orizzontale d'urto	F_{urto}	50.0	kN

13.2.3 Verifica di congruenza con NTC2008

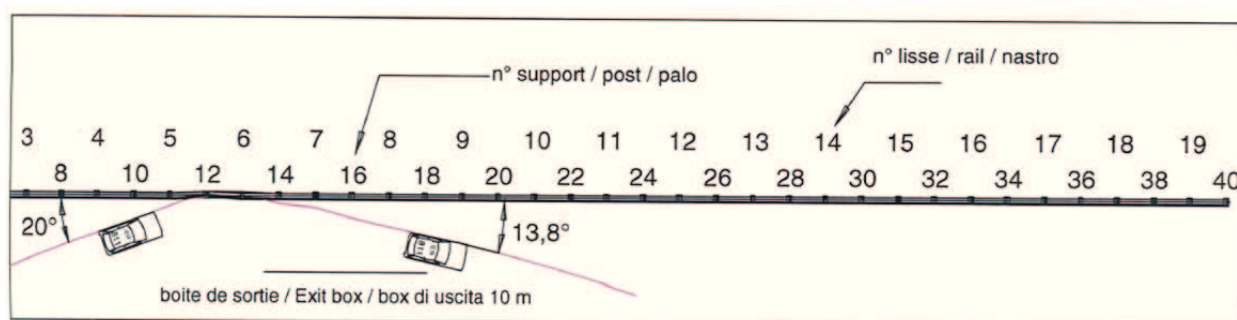
Secondo le NTC2008 (§ 3.6.3.3.2) l'azione dell'urto è rappresentata da una forza $F = 100 \text{ kN}$ posta ad un'altezza dal piano viario $h = 1.0 \text{ m}$. Posto che il piano viario sia alla stessa quota dell'estradosso del cordolo si calcola il momento da urto da trasferire alla soletta pari a $M = 100 \times 1.0 = 100 \text{ kNm}$.

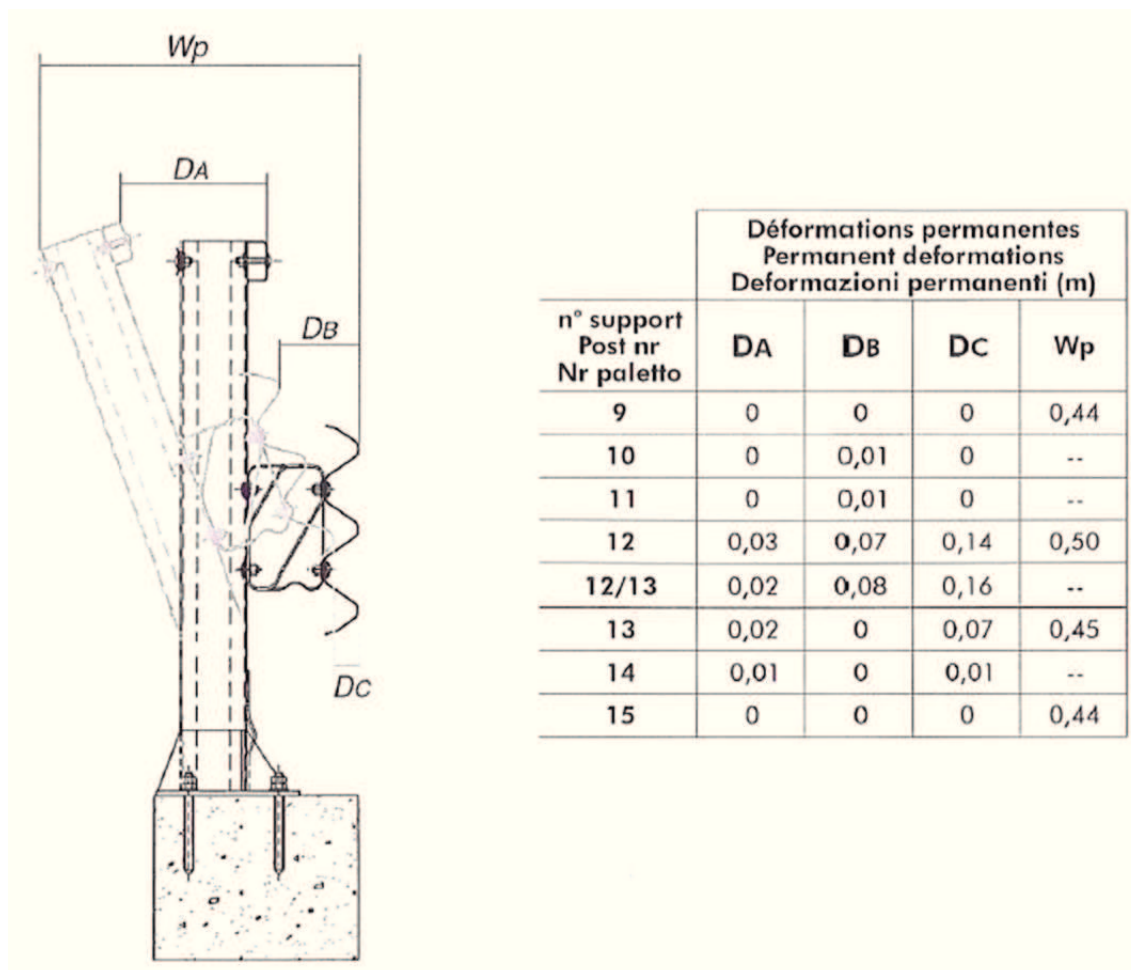
Per il trasferimento di tale sollecitazione all'impalcato devono essere coinvolti almeno:

$$n = M/M_{urto} = 100/50 = 2 \text{ montanti}$$

Dai risultati ottenuti dalle prove di crash della barriera H2, che sono di seguito riportati, si evince come siano almeno 2 i montanti coinvolti dalla deformazione massima riscontrabile a valle della prova stessa. Quindi considerare che l'azione da urto sia pari a $F = 50 \text{ kN}$ è un'assunzione conforme ai risultati da crash test.

Si riportando di seguito i risultati ottenuti dalle prove di crash con veicolo leggero:





7. Risultati

7.1 Dispositivo

- L'urto ha creato una rientranza lunga circa 13 m e con deflessione permanente pari a 0,16 m tra pali n°12 e 13.

La deflessione dinamica è pari a 0,2 m.

- I nastri manocorrenti n°5 e 6 sono deformati.

- I nastri 3 onde n°5 e 6 sono deformati.

- I nastri posteriori n°5 e 6 sono deformati.

- Il palo n°12 è deformato.

- I distanziatori n°11 al 13 sono deformati.

- Nessun elemento della barriera è stato proiettato durante l'urto.

- Nessun elemento della barriera è penetrato nell'abitacolo.

14. VERIFICA MONTANTI DELLE BARRIERE TRADIZIONALI

Le verifiche dei montanti vengono effettuate in riferimento al paragrafo 4.2.4 delle NTC2008.

14.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

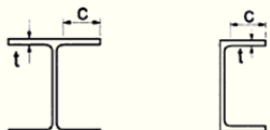

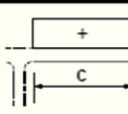
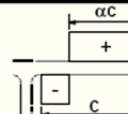
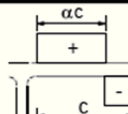
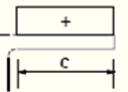
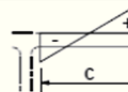
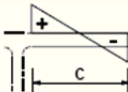
Le Norme tecniche NTC2008 prevedono 3 diverse modalità di calcolo strutturale:

- Metodo elastico;
- Metodo plastico;
- Metodo elastoplastico.

La scelta della modalità di calcolo dipende anche dalla classe della sezione, ovvero dalla sua capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Piattabande esterne						
						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

								Inflessione intorno all'asse
								Inflessione intorno all'asse
Parti interne compresse								
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione		Parte soggetta a flessione e a compressione				
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)								
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$				
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$				
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)								
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460		
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71		

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_v > f_{yk}/E$

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Considerando dei montanti in acciaio S275 ($f_{yk}=275 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \epsilon=0.92$) si ricava:

	Anima (soggetta a flessione)				Flangia (soggetta a compressione)				Profilo
	c	t	c/(tε)	Classe	c	t	c/(tε)	Classe	Classe
	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
IPE 300	248,6	7,1	37,88	1	56,45	10,7	5,71	1	1
IPE 360	298,6	8	40,38	1	63	12,7	5,37	1	1
IPE 400	331	8,6	41,64	1	64,7	13,5	5,18	1	1
HE 180 B	122	8,5	15,53	1	70,75	14	5,47	1	1
HE 360 B	261	12,5	22,59	1	116,75	22,5	5,61	1	1
HE 400 B	298	13,5	23,88	1	116,25	24	5,24	1	1

Il calcolo dei montanti viene effettuato secondo il metodo elastico, con raggiungimento della condizione di snervamento, sebbene i profili dei montanti risultino sempre di classe 1.

14.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU (FLESSIONE E TAGLIO)

Le verifiche di resistenza agli SLU delle membrature vengono effettuate per lo stato di sollecitazione di flessione semplice e, quando necessario, per flessione e taglio.

Lo sforzo normale agente sui montanti, dovuto al solo peso proprio è irrilevante ai fini del dimensionamento dei profili dei montanti.

Per le verifiche di resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2008, per le quali è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;
- $M_{c,Rd}$ è la resistenza a flessione retta della sezione, pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con: W_{el} momento resistente della sezione,

f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza.

L'influenza del taglio sulla verifica a flessione del profilo è legata alla verifica della seguente condizione:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,Rd}$$

in cui:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;
- V_{Ed} taglio di calcolo;
- $V_{c,Rd}$ taglio resistente, dato dall'espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

con: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ per sezioni a I e H;

t_f spessore delle ali;

b larghezza delle ali;

t_w spessore dell'anima;

r raggio.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale.

Per le sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_v}{4 t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

in cui:

- $W_{pl,y}$ momento resistente plastico della sezione;
- $\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$ fattore riduttivo per la presenza del taglio.

Famiglia	Verifica a taglio SLU-STR						
	V_{Ed} [kNm]	A_v [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{M0} [-]	V_{Rd} [kNm]	Verifica [%]	ρ [-]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	34,11	2024	275	1,05	306,05	11,15%	0,00
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	37,40	2024	275	1,05	306,05	12,22%	0,00
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	32,13	2024	275	1,05	306,05	10,50%	0,00
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	41,81	2568	275	1,05	388,30	10,77%	0,00
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	44,43	2568	275	1,05	388,30	11,44%	0,00
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	42,01	2568	275	1,05	388,30	10,82%	0,00
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	40,23	2568	275	1,05	388,30	10,36%	0,00
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	46,68	2568	275	1,05	388,30	12,02%	0,00
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	33,95	2568	275	1,05	388,30	8,74%	0,00
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	45,86	3514	275	1,05	531,32	8,63%	0,00
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	42,15	3514	275	1,05	531,32	7,93%	0,00
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	24,54	4269	275	1,05	645,53	3,80%	0,00
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	44,43	4269	275	1,05	645,53	6,88%	0,00
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	46,91	4269	275	1,05	645,53	7,27%	0,00
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	53,64	6056	275	1,05	915,77	5,86%	0,00
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	59,96	7000	275	1,05	1058,48	5,66%	0,00

Famiglia	Verifica a flessione SLU-STR						
	M_{Ed} [kNm]	W_y [mm ³]	t_w [mm]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{Mo} [-]	M_{Rd} [kNm]	Verifica [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	51,17	425700	9	275	1,05	111,49	45,89%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	65,45	425700	9	275	1,05	111,49	58,71%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	56,24	425700	9	275	1,05	111,49	50,44%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	83,61	557100	7	275	1,05	145,91	57,30%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	88,86	557100	7	275	1,05	145,91	60,90%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	94,53	557100	7	275	1,05	145,91	64,78%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	90,53	557100	7	275	1,05	145,91	62,04%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	116,70	557100	7	275	1,05	145,91	79,98%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	84,88	557100	7	275	1,05	145,91	58,17%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	126,12	903600	8	275	1,05	236,66	53,29%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	115,90	903600	8	275	1,05	236,66	48,98%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	73,63	1156000	9	275	1,05	302,76	24,32%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	133,29	1156000	9	275	1,05	302,76	44,03%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	152,46	1156000	9	275	1,05	302,76	50,35%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	187,75	2400000	13	275	1,05	628,57	29,87%
7,00+3_SBRACCIO A 45° Corr - Rilevato_5	341,96	2884000	14	275	1,05	755,33	45,27%

14.3 VERIFICA DI INSTABILITA' "EULERIANA" A COMPRESSIONE (SLU)

Oltre alle verifiche di resistenza è necessario effettuare verifiche di stabilità dei montanti. Tali verifiche vengono eseguite in ottemperanza al paragrafo 4.2.4.1.3.1 delle NTC2008.

I profili dei montanti sono soggetti a sforzi normali irrilevanti pertanto si esclude l'insorgere di instabilità per carico di punta. Tuttavia, nel rispetto delle NTC2008 si verifica che i montanti delle barriere non superino il valore limite di snellezza richiesto alle membrature principali, trascurando, a vantaggio di sicurezza, la presenza del vincolo rappresentato dai pannelli.

Si verifica quindi per ogni montante che:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < 200$$

in cui:

- $l_0 = \beta \cdot L$, lunghezza libera d'inflessione;
- β coefficiente per il calcolo della lunghezza d'inflessione;
- L , lunghezza libera del montante;
- i , raggio d'inerzia.

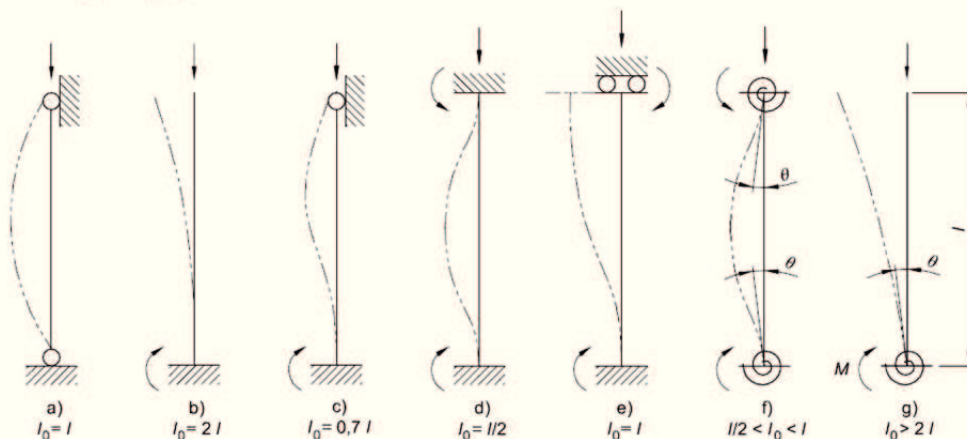
Si è assunto un coefficiente $\beta = 2$ (corrispondente ad uno schema a mensola, cioè condizione di incastro-estremo libero) come indicato nel prospetto dell'Eurocodice "2" UNI EN 1992-1-1:2005 sotto riportato. A favore di sicurezza non si è considerato la presenza del vincolo rappresentato dal profilo a "C" superiore che collega longitudinalmente i diversi montanti.

figura 5.7 Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati

UNI EN 1992-1-1:2005

Legenda

- a) $l_0 = l$
- b) $l_0 = 2l$
- c) $l_0 = 0,7l$
- d) $l_0 = l/2$
- e) $l_0 = l$
- f) $l/2 < l_0 < l$
- g) $l_0 > 2l$



Famiglia	Verifica ad instabilità euleriana				
	L [mm]	$\beta_{snellezza}$ [-]	l_0 [mm]	r_y [mm]	λ [-]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	3000	2	6000	76,62	78,30
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	3500	2	7000	76,62	91,35
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	3500	2	7000	76,62	91,35
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	4000	2	8000	124,61	64,20
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	4000	2	8000	124,61	64,20
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	4500	2	9000	124,61	72,22
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	4500	2	9000	124,61	72,22
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	5000	2	10000	124,61	80,25
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	5000	2	10000	124,61	80,25
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	5500	2	11000	149,57	73,55
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	5500	2	11000	149,57	73,55
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	6000	2	12000	165,49	72,51
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	6000	2	12000	165,49	72,51
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	6500	2	13000	165,49	78,56
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	7000	2	14000	154,64	90,53
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	7000	2	14000	170,77	81,98

14.4 VERIFICHE DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALI AGLI SLU

I montanti sono soggetti, per effetto del carico, a flessioni nel piano dell'anima. Secondo quanto previsto al paragrafo §4.2.4.1.3.2 delle NTC2008 e al paragrafo 6.3.2 dell'EuroCodice 3 (1993-1-1: 2005), travi con sezione a I o H soggette a flessione nel piano dell'anima, con

piattabanda non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dello svergolamento secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata, pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

con $W_y = W_{pl,y}$ momento plastico resistente della sezione;

χ_{LT} fattore di riduzione per instabilità flessione torsionale, determinato per profili laminati o saldati, dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

I diversi parametri necessari per il calcolo del fattore χ_{LT} sono così definiti:

$\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$ (Eq. 6.57 EC3 – 1993-1-1: 2005);

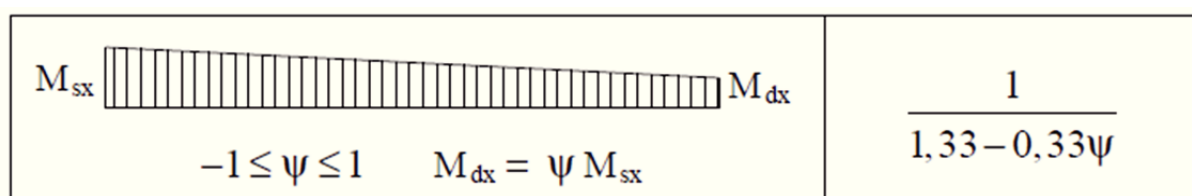
α_{LT} fattore di imperfezione (Tab. 4.2. VII NTC2008);

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ (sezione laminate e composte saldate);

$\beta = 0.75$ (sezione laminate e composte saldate);

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 0.2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

k_c tabellato in funzione della distribuzione del momento (Tab.4.2.VIII NTC2008), in particolare pari a $k_c = 1/(1.33 - 0.33 \cdot \psi) = 0.75$ (considerando $\psi = 0$).



Il coefficiente di snellezza adimensionale per instabilità laterale è pari a:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

In cui rientra il valore del momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale M_{cr} :

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{CR}} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_t} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{CR}} \right)^2 \frac{EJ_\omega}{GJ_t}}$$

dove L_{CR} è la lunghezza critica tra due ritegni torsionali, GJ_t e EJ_ω rigidezza torsionale primaria e secondaria della sezione, ψ coefficiente tabellato.

Verifica a instabilità flessio-torsionale													
Famiglia	λ_{cr} [-]	β [-]	$\lambda_{cr,0}$ [-]	A [mm ²]	N _{cr} [kN]	λ_{cr} [-]	Φ_{cr} [-]	k _c [-]	f [-]	χ_{cr} [-]	γ_{M1} [-]	M _{b,ed} [kNm]	Verifica [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	0,435	0,75	0,40	6525	2205,61	0,90	0,811	0,75	0,909	0,719	1,05	90,71	56,41%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	0,485	0,75	0,40	6525	1620,45	1,05	0,930	0,75	0,901	0,631	1,05	79,58	82,25%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	0,485	0,75	0,40	6525	1620,45	1,05	0,930	0,75	0,901	0,631	1,05	79,58	70,67%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	0,810	0,75	0,40	5381	2706,06	0,74	0,775	0,75	0,876	1,000	1,05	164,58	50,80%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	0,810	0,75	0,40	5381	2706,06	0,74	0,775	0,75	0,876	1,000	1,05	164,58	53,99%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	0,887	0,75	0,40	5381	2138,12	0,83	0,842	0,75	0,878	0,959	1,05	157,80	59,90%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	0,887	0,75	0,40	5381	2138,12	0,83	0,842	0,75	0,878	0,959	1,05	157,80	57,37%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	0,959	0,75	0,40	5381	1731,88	0,92	0,915	0,75	0,882	0,871	1,05	143,42	81,37%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	0,959	0,75	0,40	5381	1731,88	0,92	0,915	0,75	0,882	0,871	1,05	143,42	59,18%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	0,945	0,75	0,40	7273	2786,90	0,85	0,903	0,75	0,881	0,885	1,05	236,06	53,43%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	0,945	0,75	0,40	7273	2786,90	0,85	0,903	0,75	0,881	0,885	1,05	236,06	49,10%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	0,987	0,75	0,40	8446	3329,14	0,84	0,905	0,75	0,885	0,939	1,05	321,38	22,91%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	0,987	0,75	0,40	8446	3329,14	0,84	0,905	0,75	0,885	0,939	1,05	321,38	41,48%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	1,047	0,75	0,40	8446	2836,66	0,90	0,965	0,75	0,891	0,865	1,05	295,96	51,51%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	0,618	0,75	0,40	18060	4567,16	1,04	0,945	0,75	0,884	0,656	1,05	492,11	38,15%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	0,610	0,75	0,40	19780	6099,42	0,94	0,870	0,75	0,885	0,724	1,05	612,50	55,83%

Verifica a instabilità flessio-torsionale													
Famiglia	h [mm]	b [mm]	L _{cr} [mm]	α_{cr} [-]	J _y [mm ⁴]	J _z [mm ⁴]	J _t [mm ⁴]	J _w [mm ⁶]	W _{y,p} [mm ³]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	ψ [-]	f _{yk} [N/mm ²]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	180	180	3000	0,34	3,83E+07	1,36E+07	3,60E+05	9,39E+10	481400	210000	80769	1,75	275
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	180	180	3500	0,34	3,83E+07	1,36E+07	3,60E+05	9,39E+10	481400	210000	80769	1,75	275
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	180	180	3500	0,34	3,83E+07	1,36E+07	3,60E+05	9,39E+10	481400	210000	80769	1,75	275
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	300	150	4000	0,34	8,36E+07	6,04E+06	1,56E+05	1,26E+11	628400	210000	80769	1,75	275
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	300	150	4000	0,34	8,36E+07	6,04E+06	1,56E+05	1,26E+11	628400	210000	80769	1,75	275
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	300	150	4500	0,34	8,36E+07	6,04E+06	1,56E+05	1,26E+11	628400	210000	80769	1,75	275
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	300	150	4500	0,34	8,36E+07	6,04E+06	1,56E+05	1,26E+11	628400	210000	80769	1,75	275
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	300	150	5000	0,34	8,36E+07	6,04E+06	1,56E+05	1,26E+11	628400	210000	80769	1,75	275
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	300	150	5000	0,34	8,36E+07	6,04E+06	1,56E+05	1,26E+11	628400	210000	80769	1,75	275
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	360	170	5500	0,49	1,63E+08	1,04E+07	2,89E+05	3,15E+11	1019000	210000	80769	1,75	275
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	360	170	5500	0,49	1,63E+08	1,04E+07	2,89E+05	3,15E+11	1019000	210000	80769	1,75	275
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	400	180	6000	0,49	2,31E+08	1,32E+07	3,74E+05	4,92E+11	1307000	210000	80769	1,75	275
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	400	180	6000	0,49	2,31E+08	1,32E+07	3,74E+05	4,92E+11	1307000	210000	80769	1,75	275
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	400	180	6500	0,49	2,31E+08	1,32E+07	3,74E+05	4,92E+11	1307000	210000	80769	1,75	275
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	360	300	7000	0,34	4,32E+08	1,01E+08	2,48E+06	2,89E+12	2863000	210000	80769	1,75	275
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	400	300	7000	0,34	5,77E+08	1,08E+08	3,05E+06	3,82E+12	3232000	210000	80769	1,75	275
													2392,48

14.5 VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO (SLE)

La verifica in campo elastico (considerando la combinazione di carico rara) si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{amm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente alla base M_{RARA} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{RARA}}{W_{y,el}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio alla base V_{RARA} :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{RARA}}{A_v}$$

Famiglia	Verifica tensionale in esercizio SLE-RARA										
	M_{Ed} [kNm]	W_y [mm ³]	$\sigma_{x,Ed}$ [N/mm ²]	V_{Ed} [kNm]	A_v [mm ²]	τ_{Ed} [N/mm ²]	σ_{id} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{M0} [-]	σ_{adm} [N/mm ²]	Verifica [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	34,11	425700	80,13	22,74	2024	11,24	82,46	275	1,05	261,90	31,48%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	43,64	425700	102,50	24,93	2024	12,32	104,70	275	1,05	261,90	39,98%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	37,49	425700	88,07	21,42	2024	10,58	89,96	275	1,05	261,90	34,35%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	55,74	557100	100,06	27,87	2568	10,85	101,81	275	1,05	261,90	38,87%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	59,24	557100	106,34	29,62	2568	11,53	108,20	275	1,05	261,90	41,31%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	63,02	557100	113,12	28,01	2568	10,91	114,68	275	1,05	261,90	43,79%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	60,35	557100	108,33	26,82	2568	10,45	109,83	275	1,05	261,90	41,94%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	77,80	557100	139,65	31,12	2568	12,12	141,22	275	1,05	261,90	53,92%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	56,59	557100	101,57	22,63	2568	8,81	102,71	275	1,05	261,90	39,22%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	84,08	903600	93,05	30,57	3514	8,70	94,26	275	1,05	261,90	35,99%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	77,27	903600	85,51	28,10	3514	8,00	86,63	275	1,05	261,90	33,08%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	49,09	1156000	42,46	16,36	4269	3,83	42,98	275	1,05	261,90	16,41%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	88,86	1156000	76,87	29,62	4269	6,94	77,80	275	1,05	261,90	29,71%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	101,64	1156000	87,92	31,27	4269	7,33	88,83	275	1,05	261,90	33,92%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	125,16	2400000	52,15	35,76	6056	5,90	53,14	275	1,05	261,90	20,29%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	228,63	2884000	79,28	39,97	7000	5,71	79,89	275	1,05	261,90	30,50%

14.6 VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE

Con riferimento alle disposizioni della norma UNI EN 1794-1, la deformazione elastica massima Δ_{max} sotto il carico del vento di progetto per lo stato limite di esercizio in combinazione rara deve risultare:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{amm} = \frac{L}{150}$$

in cui L è la lunghezza del profilo.

Lo spostamento della testa montante Δ_{max} è valutato su uno schema statico di trave a mensola tramite la seguente relazione:

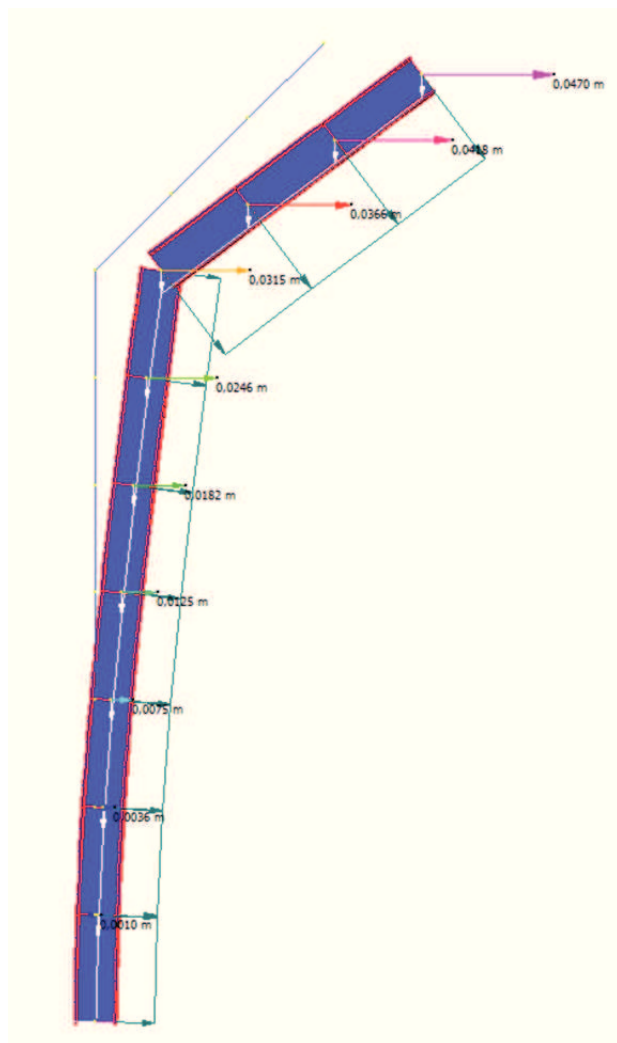
$$\Delta_{max} = \frac{p \cdot i \cdot (L - h_{irr})^4}{8 \cdot E \cdot J_y}$$

Nel calcolo dello spostamento della testa montante Δ_{max} si è ridotta la lunghezza di inflessione L di una quantità h_{irr} pari a 10 cm in quanto si considera il tratto alla base del montante come rigido grazie alla presenza degli irrigidimenti.

Famiglia	Verifica di deformazione					
	$f_{w_{montante}}$	E	J_y	Δ_{max}	Δ_{amm}	Verifica
	[kN/m]	[N/mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	7,58	210000	3,83E+07	8,33	20,00	41,65%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	7,12	210000	3,83E+07	14,79	23,33	63,40%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	6,12	210000	3,83E+07	12,71	23,33	54,47%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	6,97	210000	8,36E+07	11,48	26,67	43,06%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	7,41	210000	8,36E+07	12,20	26,67	45,76%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	6,22	210000	8,36E+07	16,62	30,00	55,39%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	5,96	210000	8,36E+07	15,91	30,00	53,05%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	6,22	210000	8,36E+07	25,56	33,33	76,68%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	4,53	210000	8,36E+07	18,59	33,33	55,77%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	5,56	210000	1,63E+08	17,29	36,67	47,16%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	5,11	210000	1,63E+08	15,89	36,67	43,34%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	2,73	210000	2,31E+08	8,50	40,00	21,26%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	4,94	210000	2,31E+08	15,39	40,00	38,49%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	4,81	210000	2,31E+08	20,77	43,33	47,94%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	5,11	210000	4,32E+08	15,96	46,67	34,20%

Per le barriere con sbraccio si è proceduto al calcolo degli spostamenti in testa tramite modello agli elementi finiti ottenendo i seguenti risultati:

7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5 – HE 400 B



$$\Delta_{amm} = \frac{H + L_{sbraccio} \cdot \sin(\alpha)}{150} =$$

$$= \frac{7.00 + 3.00 \cdot \sin(45)}{150} = 60.81 \text{ mm}$$

Δ_{max}	Δ_{amm}	Verifica
[mm]	[mm]	[%]
47,00	60,81	77,29%

14.7 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DELLO SBRACCIO AL MONTANTE

Si riportano le verifiche della piastra e dei bulloni del collegamento tra lo sbraccio inclinato e il montante verticale.

Tipologia e dati famiglia montante

Famiglia	-	-	7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5
Altezza del montante verticale	H_{FOA}	[m]	7,00
Altezza del rilevato	z_{base}	[m]	5,00
Sezione montante	Montante	-	HE 400 B
Posizione del montante	Posizione	-	Corrente
Interasse montanti	Interasse	[m]	3,00
Lunghezza dello sbraccio	$L_{sbraccio}$	[m]	3,00
Inclinazione dello sbraccio	$\alpha_{sbraccio}$	[°]	45

N [kN]	M [kNm]	V [kN]	γ_{SLU} [-]
--------	---------	--------	--------------------

Sollecitazioni base sbraccio (in direzione parallela e ortogonale all'asse dello sbraccio)

Sollecitazioni base sbraccio peso proprio	G_1 base sbraccio	3,29	4,94	3,29	1,3
Sollecitazioni base sbraccio peso pannelli	G_2 base sbraccio	3,18	4,77	3,18	1,5
Sollecitazioni base sbraccio vento	Vento _{base sbraccio}	0,00	29,82	19,88	1,5
Sollecitazioni SLU base sbraccio vento da strada	SLU _{base sbraccio da strada}	9,05	31,14	20,76	-
Sollecitazioni SLU base sbraccio vento da strada	SLU _{base sbraccio vs strada}	9,05	58,31	38,87	-

Sollecitazioni alla sommità del montante (in direzione verticale e orizzontale)

Sollecitazioni top montante peso proprio	G_1 top montante	4,66	4,94	0,00	1,3
Sollecitazioni top montante peso pannelli	G_2 top montante	4,50	4,77	0,00	1,5
Sollecitazioni top montante vento	Vento _{top montante}	14,06	29,82	14,06	1,5
Sollecitazioni SLU top montante vento da strada	SLU _{top montante da strada}	33,89	31,14	21,08	-
Sollecitazioni SLU top montante vento da strada	SLU _{top montante vs strada}	8,28	58,31	21,08	-

Caratteristiche piastra

Base piastra	$B_{piastra}$	[mm]	300
Altezza piastra	$H_{piastra}$	[mm]	820
Spessore piastra	$S_{piastra}$	[mm]	20
Classe acciaio	-	[-]	S 275
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	[N/mm ²]	430
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	[N/mm ²]	275

Caratteristiche bulloni

Tipo bullone	-	[-]	M24
Diametro bullone	d_{bull}	[mm]	24
Diametro foro	d_{foro}	[mm]	26
Minimo tra diametro dado e testa bullone	d_m	[mm]	38
Area resistenza bullone	A_{res}	[mm ²]	353
Classe bullone	-	[-]	8.8
Tensione di snervamento bulloni	f_{yb}	[N/mm ²]	649
Tensione di rottura bulloni	f_{tb}	[N/mm ²]	800
Numero bulloni per ogni fila verticale	$N_{bull \text{ per fila}}$	[-]	3
Numero di file verticali	N_{file}	[-]	2
Numero totale bulloni	$N_{bull \text{ tot}}$	[-]	6
Distanza dal bordo superiore in dir. verticale	e_1	[mm]	145
Distanza dal bordo laterale in dir. orizzontale	e_2	[mm]	70
Interasse bulloni in dir. verticale	p_1	[mm]	120
Interasse bulloni in dir. orizzontale	p_2	[mm]	160

Vento da strada	Vento verso strada
-----------------	--------------------

Sollecitazioni piastra e bulloni

Distanza verticale tra baricentro piastra e top montante	z	[mm]	431,42	431,42
Sforzo normale al baricentro della piastra	N _{piastre}	[kN]	21,08	-21,08
Momento flettente al baricentro della piastra	M _{piastre}	[kNm]	28,82	47,56
Taglio al baricentro della piastra	V _{piastre}	[kN]	33,89	8,28
Eccentricità carico e=M/N	e	[mm]	1367,14	-2255,61
Distanza centro di pressione dal lembo compresso	u	[mm]	957,14	-2665,61
Coefficiente di omogenizzazione	n	[-]	1	1
Area resistente bulloni superiori	A _{res A}	[mm ²]	706	706
Area resistente bulloni intermedi	A _{res B}	[mm ²]	706	706
Area resistente bulloni inferiori	A _{res C}	[mm ²]	706	706
Distanza dal bordo superiore dei bulloni superiori	c _A	[mm]	145	145
Distanza dal bordo superiore dei bulloni intermedi	c _B	[mm]	265	265
Distanza dal bordo superiore dei bulloni inferiori	c _C	[mm]	385	385
Momento d'inerzia sezione reagente omog. rispetto al centro di pressione	J(p)	[mm ⁴]	2,11E+10	1,62E+11
Momento statico sezione reagente omog. rispetto al centro di pressione	S(p)	[mm ³]	2,07E+07	-6,23E+07
Distanza centro di pressione dall'asse neutro	y	[mm]	1018,28	-2592,24
Equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al centro di pressione	Equaz.	[-]	0,00	0,00
Posizione asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x	[mm]	61,14	73,37
Momento statico sezione reagente omog. rispetto all'asse neutro	S(x)	[mm ³]	1,29E+05	-2,13E+05
Tensione di compressione massima nella piastra	σ _{cd max}	[N/mm ²]	-10,003	-7,276
Tensione di trazione nel bullone superiore	σ _{sd A}	[N/mm ²]	13,722	59,660
Tensione di trazione nel bullone intermedio	σ _{sd B}	[N/mm ²]	33,357	47,760
Tensione di trazione nel bullone inferiore	σ _{sd C}	[N/mm ²]	52,991	35,860
Lunghezza piastra con schema a mensola	l _m	[mm]	-	37,16
Tensione di compressione all'attacco con lo sbraccio	σ _{cd min}	[N/mm ²]	-	-3,59
Sforzo di trazione nel bullone	F _{t,Ed}	[kN]	18,71	21,06
Sforzo di taglio nel bullone	F _{v,Ed}	[kN]	5,65	1,38
Risultante di compressione agente sulla mensola della piastra	F _{c,Ed}	[kN]	-	60,57
Distanza risultante di compressione dal bordo inferiore	b	[mm]	-	16,48

Verifica a flessione della piastra compressa (schema a mensola)

Coefficiente di sicurezza	γ _{M0}	[-]	-	1,05
Momento sollecitante di calcolo	M _{Ed}	[kNm]	-	1,25
Modulo plastico piastra	W _{pl piastra}	[mm ³]	-	30000
Momento resistente di calcolo	M _{Ed}	[kNm]	-	7,86
Verifica a flessione	Verifica	[%]	-	15,94%

Verifica dei bulloni

Coefficiente di sicurezza	γ _{M2}	[-]	1,25	1,25
Resistenza di calcolo a trazione del bullone	F _{t,Rd bull}	[kN]	203,33	203,33
Resistenza di calcolo a punzonamento	B _{p,Rd}	[kN]	492,80	492,80
Resistenza di calcolo a trazione	F _{t,Rd}	[kN]	203,33	203,33
Resistenza di calcolo a taglio del bullone	F _{v,Rd bull}	[kN]	135,55	135,55
Coefficiente	k	[-]	2,5	2,5
Coefficiente	α	[-]	1	1
Resistenza di calcolo a rifollamento	F _{d,Rd}	[kN]	412,80	412,80
Resistenza di calcolo a taglio	F _{v,Rd}	[kN]	135,55	135,55
Verifica a trazione	Verifica	[%]	9,20%	10,36%
Verifica combinata trazione-taglio	Verifica	[%]	10,74%	8,42%

15. VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE E SISTEMA DI ANCORAGGIO TRAMITE TIRAFONDI (BARRIERE TRADIZIONALI)

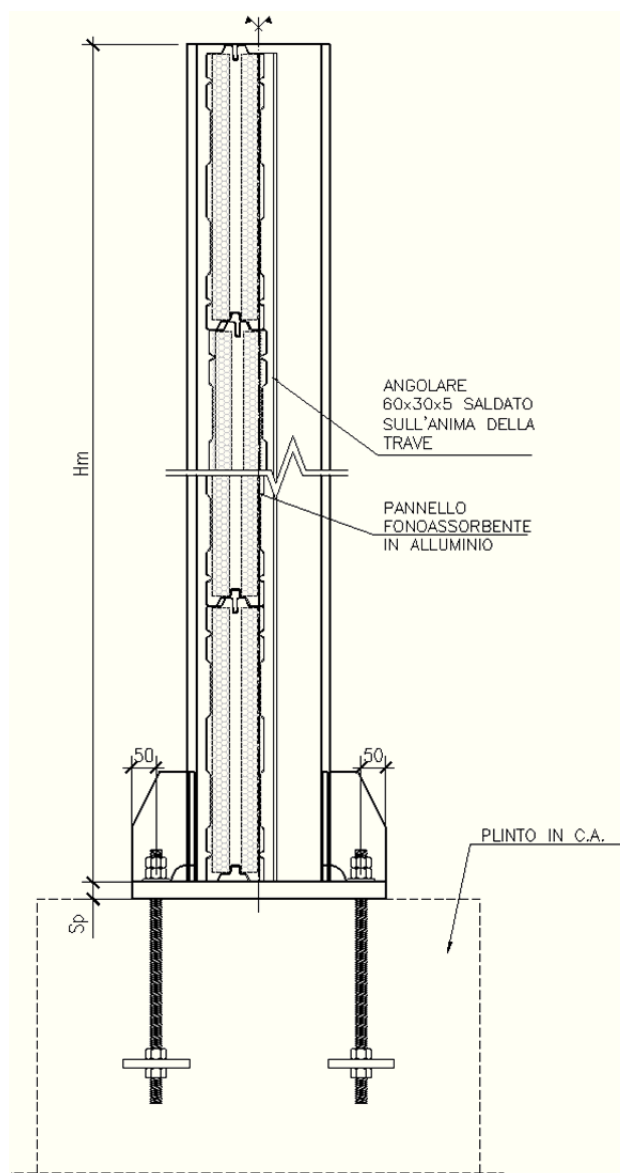
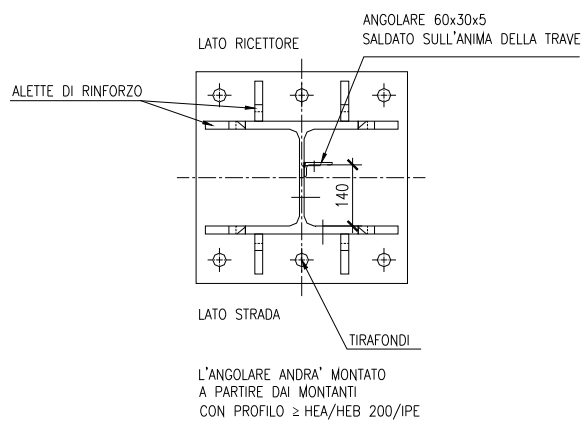
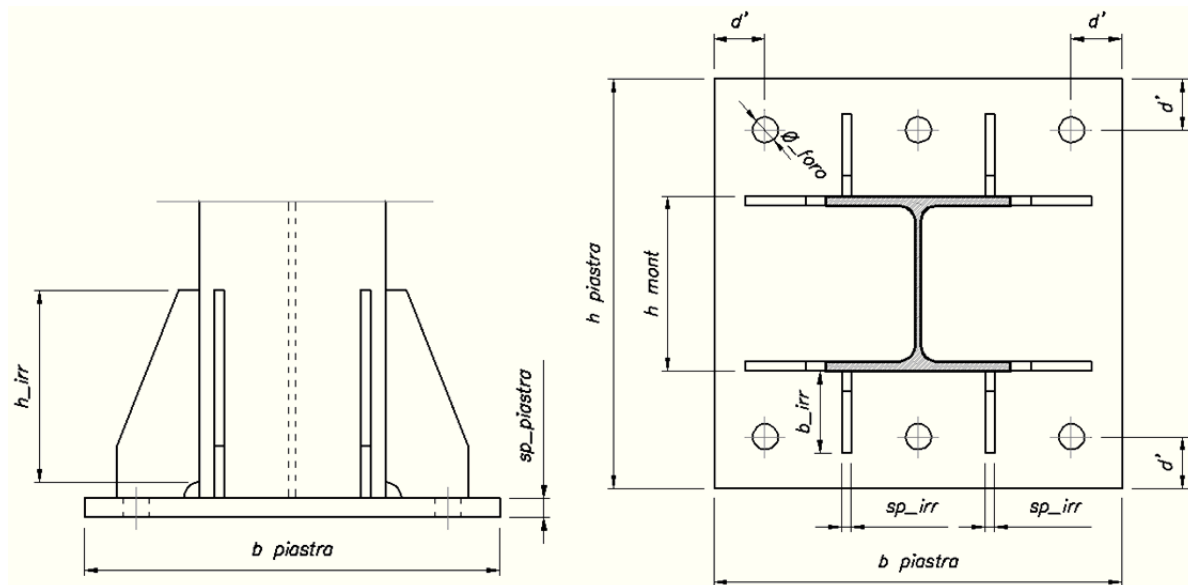
Il collegamento è costituito da una piastra in acciaio, su cui viene saldato il profilo, e da costole di irrigidimento della piastra stessa; in particolare l'ancoraggio delle barriere avviene mediante tirafondi.

Si adottano dei tirafondi annegati nel getto con una rosetta di estremità (o piastra di ancoraggio) per migliorare l'aderenza. L'ancoraggio si basa, oltre che sull'aderenza acciaio-calcestruzzo del gambo, sulla resistenza allo sfilamento fornita dalle rosette (o dalla piastra) di estremità bullonate agli stessi tirafondi.

Si analizzano dapprima le sollecitazioni agenti sui tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della barriera fonoassorbente di tipo tradizionale.

Di seguito si riportano tutte le verifiche relative a:

- piastra di base con i fazzoletti di irrigidimento;
 - verifica a taglio;
 - verifica a flessione;
 - verifica dello spessore;
 - verifica a rifollamento;
- ancoraggio;
 - resistenza a taglio-trazione dei tirafondi;
 - schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta (o della piastra di ancoraggio);
 - flessione della rosetta (o della piastra);
 - sfilamento del complesso calcestruzzo-rosetta (o calcestruzzo-piastra di ancoraggio) dalla fondazione;
- saldature;
- sezione in calcestruzzo sottostante la piastra.



15.1 DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO

In base alla EN 1993-1-8 § 3.6.1, si determina il pretiro nei tirafondi. Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare, per tutti gli interventi un'azione di pretiro pari al 80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2008 paragrafo 4.2.8.1.1).

$$F_{p,Cd} = 80\% \cdot (0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M7})$$

$$M_{p,Cd} = k \cdot \phi \cdot F_{p,Cd}$$

$$\sigma_{p,Cd} = F_{p,Cd} / A_{res} = 80\% \cdot (0.7 \cdot f_{tb} / \gamma_{M7}) = 407.27 \text{ MPa}$$

La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente $k = 0.16$.

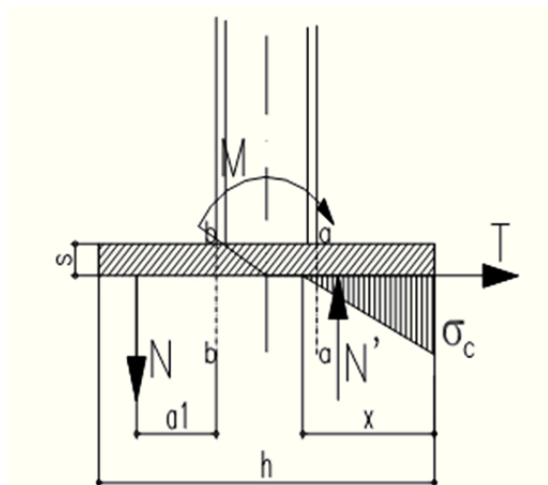
Assumendo $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$ (classe 8.8) e $\gamma_{M7} = 1.10$ si ottiene:

			IPE 300	IPE 360	IPE 400	HE 180 B	HE 360 B	HE 400 B
Fattore di riduzione della coppia di serraggio	-	p	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Tensione di pretiro nel tirafondo	N/mm ²	$\sigma_{pretiro}$	407,27	407,27	407,27	407,27	407,27	407,27
Forza di pretiro nel tirafondo	kN	Forza pretiro	78,20	99,78	123,40	78,20	186,94	186,94
Coefficiente per coppia di serraggio	-	k	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Coppia di serraggio dei bulloni	Nm	Coppia serraggio	225	319	434	225	808	808

15.2 ANALISI DEI CARICHI

L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione (si trascurano a favore di sicurezza i tirafondi compressi).

La posizione dell'asse neutro x , la tensione di compressione massima sul basamento in c.a. $\sigma_{c,max}$ e di trazione nel tassello σ_s , sono valutabili applicando il metodo n ad una sezione rettangolare con armatura semplice tramite le seguenti formule.



$$x = \frac{n A_{res}}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 B d}{n A_{res}}} \right)$$

$$\sigma_{c,max} = \frac{2 M_{Ed SLU}}{x B \left(d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Per quanto riguarda l'area dei tirafondi, si fa sempre riferimento all'area resistente A_{res} del bullone (vedi tab. C4.2.XX della Circolare 02 Febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP).

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. $\sigma_{c,max}$ e di trazione nel tirafondo σ_s si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa (V_{COMPR} e M_{COMPR} su sez. a-a) e dalla parte tesa (V_{TESO} e M_{TESO} su sez. b-b).

Lato calcestruzzo compresso		Lato acciaio teso
se $x \leq L_{ala}$	se $x > L_{ala}$	
$V_{COMPR} = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot B_{piastra}}{2}$ $M_{COMPR} = V_{COMPR} \cdot (L_{ala} - x/3)$	$V_{COMPR} = \frac{\sigma_{c,max} \cdot x \cdot B_{piastra}}{2}$ $M_{COMPR} = V_{COMPR} \cdot (L_{ala} - x/3)$	$V_{TESO} = n_{bull\ tesi} \cdot \sigma_s \cdot A_{res}$ $M_{TESO} = V_{TESO} \cdot a_1$
<p>Con:</p> $L_{ala} = \frac{H_{piastra} - h_{montante}}{2} \quad \sim \quad \sigma_{c,lembo} = \sigma_{c,max} \frac{x - L_{ala}}{x} \quad \sim \quad a_1 = L_{ala} - d_{bull-bordo}$		

Famiglia	x	M _{ed}	σ _c	σ _s	h	L _{ala}	σ _c lembo	V _{comp}	M _{comp}	V _{teso}	M _{teso}
	[mm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	103,25	51,17	7,85	281,47	180	110,00	-0,51	162,13	12,25	162,13	9,73
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	103,25	65,45	10,04	360,08	180	110,00	-0,66	207,41	15,68	207,41	12,44
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	103,25	56,24	8,63	309,37	180	110,00	-0,56	178,20	13,47	178,20	10,69
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	126,74	83,61	7,93	331,60	300	115,00	0,73	189,36	13,78	191,00	12,42
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	126,74	88,86	8,43	352,42	300	115,00	0,78	201,25	14,64	202,99	13,19
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	126,74	94,53	8,97	374,89	300	115,00	0,83	214,08	15,57	215,93	14,04
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	126,74	90,53	8,59	359,02	300	115,00	0,80	205,02	14,92	206,80	13,44
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	126,74	116,70	11,07	462,82	300	115,00	1,03	264,30	19,23	266,59	17,33
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	126,74	84,88	8,05	336,62	300	115,00	0,75	192,23	13,99	193,89	12,60
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	151,83	126,12	8,00	330,36	360	130,00	1,15	237,80	18,88	242,82	19,43
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	151,83	115,90	7,35	303,61	360	130,00	1,06	218,54	17,35	223,15	17,85
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	165,97	73,63	4,31	157,38	400	110,00	1,45	126,79	6,93	143,06	8,58
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	165,97	133,29	7,80	284,91	400	110,00	2,63	229,53	12,55	258,98	15,54
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	165,97	152,46	8,92	325,87	400	110,00	3,01	262,53	14,35	296,22	17,77
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	163,19	187,75	7,74	275,11	360	120,00	2,05	352,29	23,11	378,82	26,52
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	163,19	341,96	14,09	501,08	400	100,00	5,46	586,52	26,75	689,98	34,50

La sollecitazione di trazione $F_{t,Ed}$ agente sul singolo tirafondo è stata calcolata moltiplicando la tensione di trazione nel bullone σ_{bull} e moltiplicandola per l'area nominale del bullone. La tensione di trazione nel bullone σ_{bull} è il valore massimo tra la tensione di trazione sulla piastra in corrispondenza dei tirafondi σ_s e la tensione di pretiro di progetto $\sigma_{p,cd}$ generata dall'azione di serraggio dei bulloni in fase di installazione.

$$F_{t,Ed} = N_{bull} = \sigma_{bull} \cdot A_{res}$$

La sollecitazione di taglio $F_{v,Ed}$ agente sul singolo tirafondo è stata calcolata dividendo il taglio agente alla base del montante per il numero complessivo dei bulloni presenti nel giunto di base.

$$F_{v,Ed} = V_{bull} = \frac{V_{Ed SLU}}{n_{bull}}$$

Famiglia	σ_s	$\sigma_{pretiro}$	$F_{t,Ed}$	V_{Ed}	$F_{v,Ed}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	281,47	407,27	78,20	34,11	5,69
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	360,08	407,27	78,20	37,40	6,23
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	309,37	407,27	78,20	32,13	5,36
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	331,60	407,27	78,20	41,81	6,97
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	352,42	407,27	78,20	44,43	7,41
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	374,89	407,27	78,20	42,01	7,00
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	359,02	407,27	78,20	40,23	6,71
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	462,82	407,27	88,86	46,68	7,78
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	336,62	407,27	78,20	33,95	5,66
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	330,36	407,27	99,78	45,86	7,64
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	303,61	407,27	99,78	42,15	7,02
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	157,38	407,27	123,40	24,54	4,09
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	284,91	407,27	123,40	44,43	7,41
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	325,87	407,27	123,40	46,91	7,82
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	275,11	407,27	186,94	53,64	8,94
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	501,08	407,27	229,99	59,96	9,99

15.3 VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE CON I FAZZOLETTI DI IRRIGIDIMENTO

15.3.1 Verifica di resistenza della piastra senza irrigidimenti

In funzione delle sollecitazioni si verifica a flessione e taglio SLU la piastra di base facendo riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2008.

Per le verifica di resistenza a taglio è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

con $V_{Ed} = \max(V_{COMPR}; V_{TESO})$ taglio di calcolo;

$V_{c,Rd}$ taglio resistente, dato dall'espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

dove A_v area netta a taglio ($A_v = B_{piastra} \cdot s_{piastra} - n_{tir} \cdot \phi_{foro} \cdot s_{piastra}$);

n_{tir} massimo numero di inghisaggi in una fila;

ϕ_{foro} diametro foro nella piastra per gli inghisaggi;

f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio della piastra;

$\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ (ovvero $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd}$), si può trascurare l'influenza del taglio sulla verifica a flessione. In caso contrario, per tener in conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale, si calcola il coefficiente di riduzione ρ pari a:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

Per la verifica di resistenza a flessione, senza l'influenza del taglio, è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui $M_{Ed} = \max(M_{COMPR}; M_{TESO})$ è il momento flettente di calcolo;

$M_{c,Rd}$ è la resistenza a flessione retta della sezione, pari a:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con W_{pl} momento resistente plastico della piastra pari a:

$$W_{pl} = 2 \cdot S_{n \ 1/2 \text{ piastra}} = 2 \cdot (A_{1/2 \text{ piastra}} \cdot s_{piastra}/4) = 2(B_{piastra} \cdot s_{piastra}/2)(s_{piastra}/4);$$

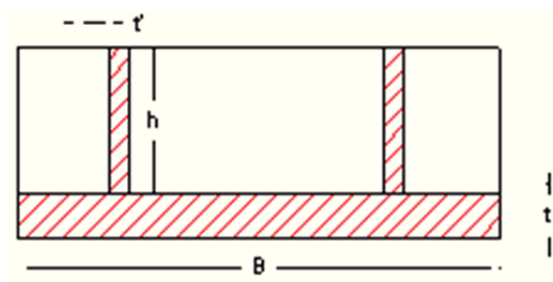
Si ottengono i seguenti risultati:

Famiglia	Verifica taglio piastra					
	V_{Ed}	$A_{v \text{ piastra}}$	f_{yk}	$V_{c,Rd}$	Verifica	ρ
	[kN]	[mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[%]	[-]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	162,13	12005	275	1815,29	8,93%	0,00
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	207,41	12005	275	1815,29	11,43%	0,00
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	178,20	12005	275	1815,29	9,82%	0,00
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	191,00	11305	275	1709,44	11,17%	0,00
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	202,99	11305	275	1709,44	11,87%	0,00
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	215,93	11305	275	1709,44	12,63%	0,00
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	206,80	11305	275	1709,44	12,10%	0,00
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	266,59	11305	275	1709,44	15,59%	0,00
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	193,89	11305	275	1709,44	11,34%	0,00
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	242,82	13480	275	2038,32	11,91%	0,00
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	223,15	13480	275	2038,32	10,95%	0,00
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	143,06	13180	275	1992,96	7,18%	0,00
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	258,98	13180	275	1992,96	12,99%	0,00
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	296,22	13180	275	1992,96	14,86%	0,00
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	378,82	23153	275	3500,91	10,82%	0,00
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	689,98	23153	275	3500,91	19,71%	0,00

Famiglia	Verifica flessione piastra				
	M_{Ed} [kNm]	$W_{pl\text{ piastra}}$ [mm ³]	t_w [mm]	$M_{c,Rd}$ [kNm]	Verifica [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	12,25	122500	9	32,08	38,20%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	15,68	122500	9	32,08	48,86%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	13,47	122500	9	32,08	41,98%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	13,78	116375	7	30,48	45,20%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	14,64	116375	7	30,48	48,04%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	15,57	116375	7	30,48	51,10%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	14,92	116375	7	30,48	48,94%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	19,23	116375	7	30,48	63,09%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	13,99	116375	7	30,48	45,88%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	19,43	160000	8	41,90	46,36%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	17,85	160000	8	41,90	42,60%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	8,58	160000	9	41,90	20,48%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	15,54	160000	9	41,90	37,08%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	17,77	160000	9	41,90	42,41%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	26,52	303750	13	79,55	33,33%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	34,50	303750	14	79,55	43,37%

15.3.2 Verifica a taglio sezione con irrigidimenti

Con tale verifica si assume la piastra in compressione incastrata alla base del profilo. La sezione reagente della mensola è indicata nella seguente figura mentre la sollecitazione di taglio di calcolo è quelle relative alle tensioni di compressione del calcestruzzo, ovvero è pari a V_{COMPR} .



La resistenza a taglio della sezione è stata calcolata in riferimento al paragrafo 4.2.4.1.2 delle Norme Tecniche 2008 ed è data dalla relazione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Dove A_v è l'area resistente a taglio assunta pari all'area degli irrigidimenti nell'ipotesi che assorbano tutta la sollecitazione di taglio.

A questo punto si è verificato che il taglio agente fosse minore della resistenza a taglio secondo la formula $V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1$.

Famiglia	Verifica a taglio irrigidimenti				
	L_{sb}	Av_{irr}	V_{Ed}	$V_{c,Rd}$	Verifica
	[mm]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	110	5040,00	162,13	762,10	21,27%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	110	5040,00	207,41	762,10	27,21%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	110	5040,00	178,20	762,10	23,38%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	115	3852,00	189,36	582,46	32,51%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	115	3852,00	201,25	582,46	34,55%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	115	3852,00	214,08	582,46	36,75%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	115	3852,00	205,02	582,46	35,20%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	115	3852,00	264,30	582,46	45,38%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	115	3852,00	192,23	582,46	33,00%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	130	4572,00	237,80	691,34	34,40%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	130	4572,00	218,54	691,34	31,61%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	110	4860,00	126,79	734,88	17,25%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	110	4860,00	229,53	734,88	31,23%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	110	4860,00	262,53	734,88	35,72%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	120	8100,00	352,29	1224,81	28,76%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	100	8640,00	586,52	1306,46	44,89%

15.3.3 Verifica dello spessore della piastra di base

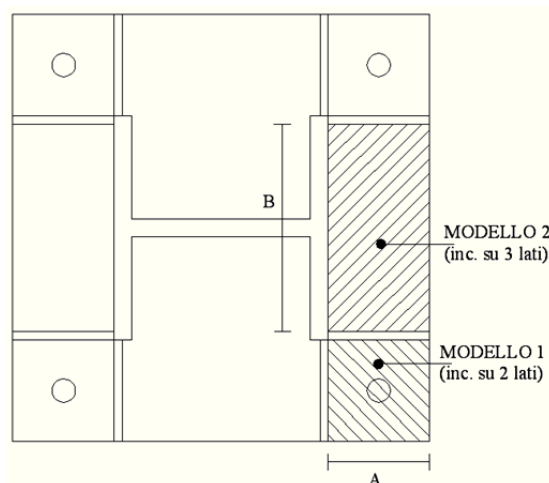
Lo spessore della piastra e l'eventuale necessità di fazzoletti di irrigidimento dipendono dal comportamento flessionale dovuto agli effetti della pressione di contatto con il calcestruzzo ed agli effetti dei carichi concentrati dei tirafondi.

Il procedimento adottato per verificare lo spessore $s_{piastra}$ della piastra prevede l'assunzione di due diversi modelli a piastra per quanto riguarda la piastra in compressione, e di un modello semplificato a trave per quella soggetta alla trazione dei tirafondi.

Lo spessore della piastra di base utilizzato deve quindi verificare in termini di resistenza le 3 modellazioni appena descritte.

Modelli a piastra (piastra in compressione)

Il due modelli a piastra sono stati effettuati considerando i tratti di piastra incastrati su due e su tre lati rispettivamente per il modello 1 e 2, come descritto nella figura sottostante.



Il carico è stato considerato, in entrambi i modelli, uniformemente distribuito e pari alla tensione di massima compressione agente sulla sezione di calcestruzzo:

$$q = \sigma_{c,max}$$

Le sollecitazioni massime di flessione per i due modelli sono state assunte pari a:

Modello 1 (incastro su 2 lati)	Modello 2 (incastro su 3 lati)
$M_{max\ incastro} = \alpha_1 \cdot q \cdot A^2$	$M_{max\ 1} = \alpha_2 \cdot q \cdot A^2$ $M_{max\ 2} = \alpha_3 \cdot q \cdot B^2$

Dove A e B rappresentano le dimensioni delle due piastre, mentre α_1 , α_2 e α_3 sono dei coefficienti tabellati dipendenti dalla geometria della piastra e dal tipo di carico.

Una volta noti i momenti di calcolo, sono stati confrontati con il momento resistente $M_{c,Rd}$ della sezione verificando che:

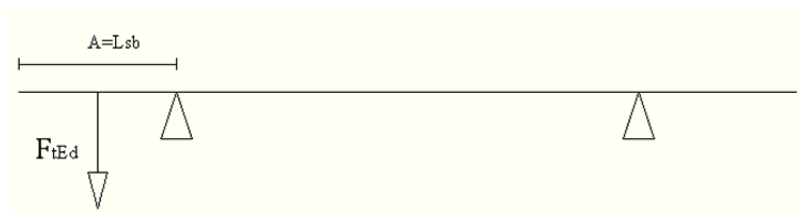
$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

con $M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$;

$$W_{el} = 1mm \cdot s_{piastra}^2 / 6.$$

Modelli a trave (piastra in trazione)

Per quanto riguarda il modello trave, è stato considerato uno schema di trave appoggiata sugli irrigidimenti avente base calcolata ipotizzando una diffusione a 45° dal baricentro del tirafondo. Il carico agente in tale modello è determinato dal carico di trazione agente sui tirafondi $F_{t,Ed} = N_{bull}$. Lo schema di calcolo a trave è indicato nella figura seguente.



Dallo schema indicato in figura si nota subito come il momento massimo è dato da:

$$M_{Ed} = F_{t,Ed} \cdot b$$

Si è quindi verificato che tale sollecitazione flettente sia minore del momento resistente della sezione considerata, ovvero:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

con $M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$;

$$W_{el} = L \cdot s_{pietra}^2 / 6;$$

$$L = \min\{A; B; 2(A - e_1)\}.$$

Famiglia	Verifica piastra incastrata su due lati								
	q [N/mm ²]	A [mm]	B [mm]	A/B [-]	α_1 [-]	M _{max} [kNmm/mm]	W _{el} piastra [mm ³ /mm]	M _{c,Rd} [kNmm/mm]	Verifica [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	7,85	110	110	1,00	0,2949	28,02	204,17	53,47	52,39%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	10,04	110	110	1,00	0,2949	35,84	204,17	53,47	67,03%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	8,63	110	110	1,00	0,2949	30,79	204,17	53,47	57,59%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	7,93	115	115	1,00	0,2949	30,93	204,17	53,47	57,85%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	8,43	115	115	1,00	0,2949	32,88	204,17	53,47	61,48%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	8,97	115	115	1,00	0,2949	34,97	204,17	53,47	65,40%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	8,59	115	115	1,00	0,2949	33,49	204,17	53,47	62,63%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	11,07	115	115	1,00	0,2949	43,17	204,17	53,47	80,74%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	8,05	115	115	1,00	0,2949	31,40	204,17	53,47	58,73%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	8,00	130	115	1,00	0,2949	39,85	266,67	69,84	57,06%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	7,35	130	115	1,00	0,2949	36,63	266,67	69,84	52,44%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	4,31	110	110	1,00	0,2949	15,38	266,67	69,84	22,02%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	7,80	110	110	1,00	0,2949	27,84	266,67	69,84	39,86%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	8,92	110	110	1,00	0,2949	31,84	266,67	69,84	45,59%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	7,74	120	150	0,75	0,3513	39,14	337,50	88,39	44,28%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	14,09	100	150	0,75	0,3513	49,51	337,50	88,39	56,01%

Famiglia	Verifica piastra incastrata su tre lati									
	A	B	B/A	α_1	α_2	$M_{max} // atima$	$M_{max} // all$	$W_{el} piastra$	$M_{c,Rd}$	Verifica
	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[kNmm/mm]	[kNmm/mm]	[mm ³ /mm]	[kNmm/mm]	[%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	110	180	1,75	0,16	0,07	15,46	18,80	204,17	53,47	35,16%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	110	180	1,75	0,16	0,07	19,78	24,05	204,17	53,47	44,98%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	110	180	1,75	0,16	0,07	16,99	20,66	204,17	53,47	38,64%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	115	150	1,25	0,09	0,08	9,16	14,69	204,17	53,47	27,48%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	115	150	1,25	0,09	0,08	9,73	15,62	204,17	53,47	29,20%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	115	150	1,25	0,09	0,08	10,35	16,61	204,17	53,47	31,06%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	115	150	1,25	0,09	0,08	9,91	15,91	204,17	53,47	29,75%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	115	150	1,25	0,09	0,08	12,78	20,51	204,17	53,47	38,35%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	115	150	1,25	0,09	0,08	9,30	14,92	204,17	53,47	27,89%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	130	170	1,25	0,09	0,08	11,80	19,03	266,67	69,84	27,24%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	130	170	1,25	0,09	0,08	10,84	17,49	266,67	69,84	25,04%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	110	180	1,75	0,16	0,07	8,49	10,32	266,67	69,84	14,78%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	110	180	1,75	0,16	0,07	15,36	18,68	266,67	69,84	26,75%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	110	180	1,75	0,16	0,07	17,57	21,37	266,67	69,84	30,59%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	120	300	2,50	0,28	0,05	30,93	35,53	337,50	88,39	40,20%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	100	300	3,00	0,35	0,04	49,44	46,56	337,50	88,39	55,93%

Famiglia	Verifica piastra con carichi concentrati dei tirafondi					
	F_{tir}	A	M_{max}	$W_{el} piastra$	$M_{c,Rd}$	Verifica
	[kN]	[mm]	[kNmm]	[mm ³]	[kNmm]	[%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	78,20	110	2150,40	22458,33	5881,94	36,56%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	78,20	110	2150,40	22458,33	5881,94	36,56%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	78,20	110	2150,40	22458,33	5881,94	36,56%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	78,20	115	2248,15	23479,17	6149,31	36,56%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	78,20	115	2248,15	23479,17	6149,31	36,56%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	78,20	115	2248,15	23479,17	6149,31	36,56%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	78,20	115	2248,15	23479,17	6149,31	36,56%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	88,86	115	2554,78	23479,17	6149,31	41,55%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	78,20	115	2248,15	23479,17	6149,31	36,56%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	99,78	130	3242,91	34666,67	9079,37	35,72%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	99,78	130	3242,91	34666,67	9079,37	35,72%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	123,40	110	3393,60	29333,33	7682,54	44,17%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	123,40	110	3393,60	29333,33	7682,54	44,17%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	123,40	110	3393,60	29333,33	7682,54	44,17%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	186,94	120	5608,15	40500,00	10607,14	52,87%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	229,99	100	5749,85	33750,00	8839,29	65,05%

15.3.4 Verifica a rifollamento della piastra

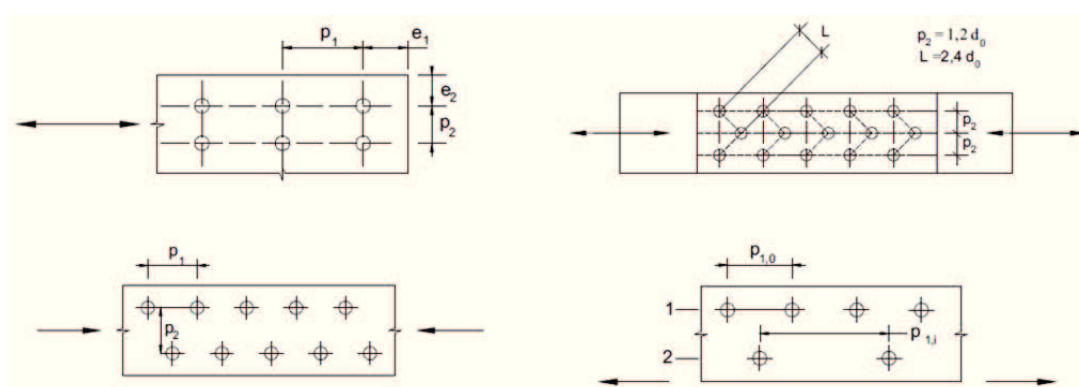
Per quanto riguarda la verifica a rifollamento della piastra si è seguito quanto indicato nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle Norme Tecniche 2008 calcolando la resistenza di calcolo a rifollamento definita come segue:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Dove:

- d è il diametro nominale del gambo del bullone;
- t è lo spessore della piastra collegata;
- γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni (pari a 1.25);

- f_{tk} è la resistenza a rottura della piastra collegata;
- $\alpha = \min\{e_1/(3 d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$;
- $k = \min\{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$;
- f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare il bullone;
- d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone;
- e_1 è la distanza del foro dal lembo esterno della piastra in direzione parallela all'azione del carico;
- e_2 è la distanza del foro dal lembo esterno della piastra in direzione ortogonale all'azione del carico.



Si è quindi verificato che l'azione di taglio agente sul bullone $F_{v,Ed} = V_{bull}$ sia minore della resistenza a rifollamento appena determinata secondo la relazione:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

Famiglia	Verifica rifollamento piastra										
	V_{Ed} [kN]	d_{bull} [mm]	d_{foro} [mm]	$d_{bull-bordo} (e_1)$ [mm]	$d_{bull-bordo} (e_2)$ [mm]	f_{tb} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	k [-]	α [-]	$F_{b,Rd}$ [kN]	Verifica [%]
3,00 Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	5,69	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,20%
3,50 Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	6,23	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,31%
3,50 Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	5,36	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,13%
4,00 Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	6,97	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,47%
4,00 Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	7,41	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,56%
4,50 Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	7,00	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,47%
4,50 Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	6,71	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,41%
5,00 Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	7,78	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,64%
5,00 Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	5,66	18	19,0	50	50	800	430	2,50	0,88	475,26	1,19%
5,50 Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	7,64	20	21,0	50	50	800	430	2,50	0,79	546,03	1,40%
5,50 Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	7,02	20	21,0	50	50	800	430	2,50	0,79	546,03	1,29%
6,00 Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	4,09	22	23,5	50	50	800	430	2,50	0,71	536,74	0,76%
6,00 Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	7,41	22	23,5	50	50	800	430	2,50	0,71	536,74	1,38%
6,50 Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	7,82	22	23,5	50	50	800	430	2,50	0,71	536,74	1,46%
7,00 Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	8,94	27	28,5	50	50	800	430	2,50	0,58	611,05	1,46%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	9,99	27	28,5	50	50	800	430	2,50	0,58	611,05	1,64%

15.4 VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

15.4.1 Verifiche a taglio-trazione dei tirafondi

Per quanto riguarda le verifiche sui tirafondi sono state effettuate quindi una verifica a trazione-taglio sui bulloni, una verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta (o della piastra), una verifica a flessione della rosetta (o della piastra) e infine una verifica a sfilamento del complesso calcestruzzo-rosetta oppure calcestruzzo-piastra di ancoraggio dalla fondazione.

La verifica a taglio-trazione dei tirafondi è stata effettuata in conformità a quanto descritto nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle NTC2008. Essendo nel caso di presenza combinata di trazione e taglio, è stata adottato il seguente criterio:

$$\begin{cases} \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \\ \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \end{cases}$$

Dove con $F_{v,Ed}$ e $F_{t,Ed}$ sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e trazione agenti mentre con $F_{v,Rd}$ e $F_{t,Rd}$ rispettivamente le resistenze di taglio e trazione.

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, è stata assunta pari al minimo tra la resistenza a trazione del tirafondo stesso $F_{v,Rd \text{ bull}}$ e la resistenza a rifollamento della piastra $F_{b,Rd}$ precedentemente calcolata.

$$F_{v,Rd \text{ bull}} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Rd} = \min\{F_{v,Rd \text{ bull}}; F_{b,Rd}\}$$

La resistenza di calcolo a trazione $F_{t,Rd}$ degli elementi di connessione è stata assunta pari al minimo tra la resistenza a trazione del tirafondo stesso $F_{t,Rd \text{ bull}}$ e la resistenza a punzonamento della piastra $B_{p,Rd}$.

$$F_{t,Rd \text{ bull}} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = \min\{F_{t,Rd\ bull}; B_{p,Rd}\}$$

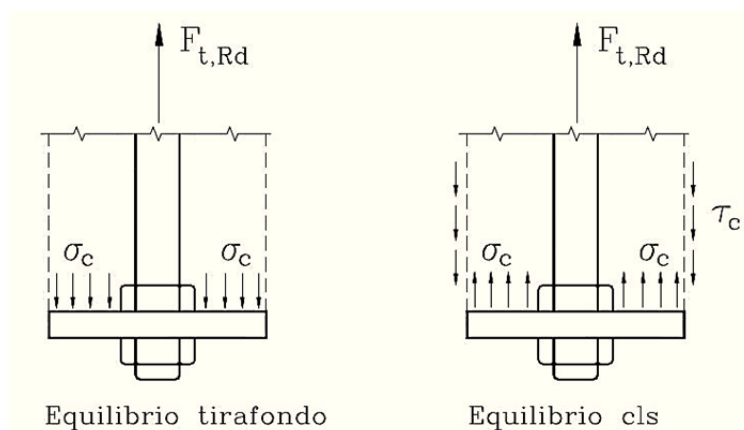
Dove:

- f_{tb} indica la resistenza a rottura del bullone;
- $\gamma_{M2} = 1.25$ è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle resistenza delle unioni;
- d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone (a favore di sicurezza si considera il diametro del bullone);
- t_p è lo spessore della piastra;
- f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio della piastra.

Famiglia	Verifica taglio-trazione dei tirafondi								
	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{t,Rd\ tir}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	Verifica trazione [%]	$F_{v,Rd}$ [kN]	Verifica taglio [%]	Verifica combinata [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	78,20	5,69	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	7,71%	58,22%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	78,20	6,23	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	8,46%	58,96%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	78,20	5,36	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	7,26%	57,77%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	78,20	6,97	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	9,45%	59,96%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	78,20	7,41	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	10,04%	60,55%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	78,20	7,00	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	9,50%	60,00%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	78,20	6,71	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	9,10%	59,60%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	88,86	7,78	110,59	408,51	110,59	80,35%	73,73	10,55%	67,95%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	78,20	5,66	110,59	408,51	110,59	70,71%	73,73	7,67%	58,18%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	99,78	7,64	141,12	518,74	141,12	70,71%	94,08	8,12%	58,63%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	99,78	7,02	141,12	518,74	141,12	70,71%	94,08	7,47%	57,97%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	123,40	4,09	174,53	570,61	174,53	70,71%	116,35	3,52%	54,02%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	123,40	7,41	174,53	570,61	174,53	70,71%	116,35	6,36%	56,87%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	123,40	7,82	174,53	570,61	174,53	70,71%	116,35	6,72%	57,22%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	186,94	8,94	264,38	787,84	264,38	70,71%	176,26	5,07%	55,58%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	229,99	9,99	264,38	787,84	264,38	86,99%	176,26	5,67%	67,81%

15.4.2 Verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo schiacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta. In questa verifica, utile per definire il diametro della rosetta o la larghezza della piastra di ancoraggio, è stato verificato il calcestruzzo soggetto alla compressione generata dal tirafondo affidando per semplicità l'aderenza alla rosetta (o della piastra).



La pressione di contatto in prossimità della rosetta (funzione del suo diametro), viene confrontata con la tensione massima di compressione nel calcestruzzo f_{cd} :

$$\sigma_{cls} = \frac{F_{t,Ed}}{A_{ros}} \leq f_{cd}$$

Dove:

- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- $F_{t,Ed}$ è la sollecitazione di trazione agente nel tirafondo;
- A_{ros} è l'area netta della rosetta, ovvero depurata del foro del gambo, ovvero:

$$A_{ros} = \frac{\pi}{4} (D_{ros}^2 - d^2)$$

Dove D_{ros} indica il diametro della rosetta mentre d rappresenta il diametro del bullone.

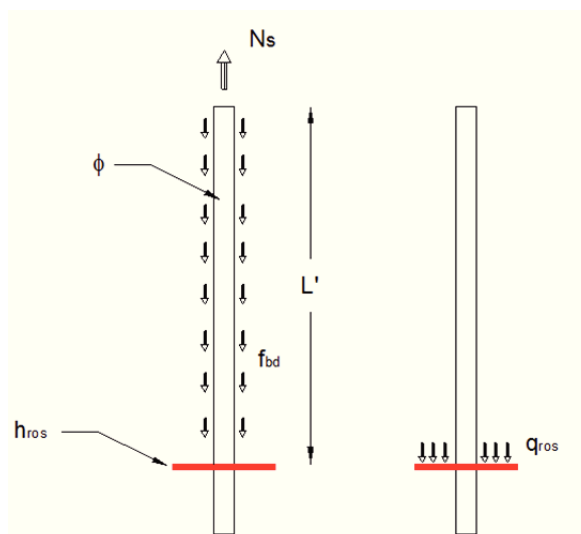
Nel caso di piastra di ancoraggio l'area risulterà pari all'area della piastra di ancoraggio depurata dei fori dei tirafondi.

Famiglia	Verifica schiacciamento cls rosetta					
	$F_{t,Ed}$ [kN]	D_{bull} [mm]	$D_{rosetta}$ [mm]	σ_c [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	Verifica [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	88,86	18	120	8,04	15,87	50,66%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	78,20	18	120	7,07	15,87	44,58%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	99,78	20	150	5,75	15,87	36,23%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	99,78	20	150	5,75	15,87	36,23%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	123,40	22	150	7,14	15,87	44,98%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	123,40	22	150	7,14	15,87	44,98%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	123,40	22	150	7,14	15,87	44,98%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	186,94	27	170	8,45	15,87	53,25%

	$B_{piastrina}$ [mm]	$L_{piastrina}$ [mm]	$F_{t,Ed}$ [kN]	$n_{tirafondi\ tesi}$ [-]	D_{foro} [mm]	σ_c [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	Verifica [%]
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	600	170	229,99	3,00	28,50	2,29	15,87	14,45%

15.4.3 Verifica a flessione della rosetta (o della piastra di ancoraggio)

Con la verifica a flessione della rosetta (o della piastra di ancoraggio) si dimensiona lo spessore dell'elemento di ritenuta. La verifica viene effettuata considerando il carico normale q_{ros} che sollecita la rosetta (o la piastra) ottenuto effettuando un equilibrio a traslazione con la sollecitazione di trazione agente nel bullone $F_{t,Ed}$ e le tensioni di aderenza f_{bd} che si sviluppano sull'interfaccia acciaio-calcestruzzo come indicato in figura.



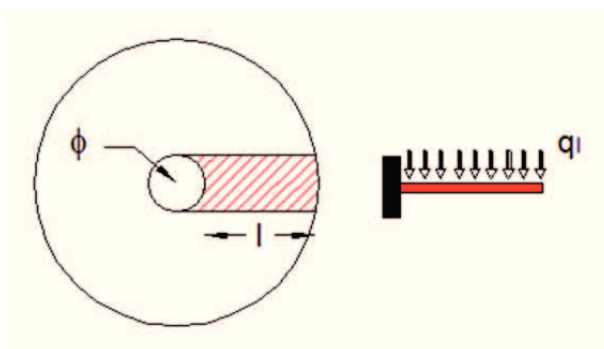
Dall'equilibrio, indicando con ϕ e L il diametro e la lunghezza del tirafondo, il carico agente sulla rosetta risulta pari a:

$$q_{ros} = \frac{F_{t,Ed} - f_{bd} \cdot L \cdot \pi \cdot \phi}{A_{ros} - A_{tir}}$$

Sulla base di uno schema a mensola per la rosetta si valuta il momento massimo pari a:

$$M_{ros} = \frac{q_l \cdot l^2}{2}$$

Dove il carico distribuito è dato da $q_l = q_{ros} \cdot \phi$ mentre la lunghezza dello sbalzo è pari a $l = r_{ros} - \phi/2$.



Fissando quindi lo spessore della rosetta si calcola il momento resistente della sezione della mensola $M_{c,Rd\ ros}$:

$$M_{c,Rd\ ros} = \frac{W_{el\ ros} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Dove il momento resistente elastico della rosetta vale $W_{el\ ros} = \phi \cdot s p_{ros}^2 / 6$.

Si verifica quindi che:

$$\frac{M_{ros}}{M_{c,Rd\ ros}} \leq 1$$

Nel caso di piastra di ancoraggio l'equilibrio a traslazione verrà effettuato considerando la trazione totale data dalla somma degli sforzi nei singoli tirafondi interessati.

Famiglia	Verifica spessore rosetta						
	$s_{p,rosetta}$ [mm]	q_l [N/mm]	l_m [mm]	M_{ros} [Nm]	$W_{el,ros}$ [mm ³]	M_{res} [Nm]	Verifica [%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	15	37,71	51	49,04	675,00	176,79	27,74%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	15	20,35	51	26,46	675,00	176,79	14,97%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	15	30,86	65	65,19	750,00	196,43	33,19%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	15	30,86	65	65,19	750,00	196,43	33,19%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	15	54,84	64	112,32	825,00	216,07	51,98%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	15	54,84	64	112,32	825,00	216,07	51,98%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	15	54,84	64	112,32	825,00	216,07	51,98%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	20	107,86	72	275,71	1800,00	471,43	58,48%

	$s_{p,piastina}$ [mm]	q_l [N/mm]	l_m [mm]	$M_{piastina}$ [Nm]	$W_{el,piastina}$ [mm ³]	M_{res} [Nm]	Verifica [%]
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	20	106,17	36	67,85	1800,00	471,43	14,39%

15.4.4 Verifica a sfilamento del cilindro di calcestruzzo

Mediante tale verifica si dimensiona la lunghezza del tirafondo verificando che il cilindro di calcestruzzo soggetto all'azione del tirafondo non si sfili dal plinto. In pratica le compressioni che nascono a contatto con la piastra devono essere equilibrate da opportuni sforzi di taglio nel calcestruzzo. Per determinare la lunghezza del gambo L si fa riferimento alla normativa francese secondo la quale la resistenza del tirafondo (a sfilamento) è data dalla relazione:

$$F_{sfil} = \frac{f_{bd}}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2} \pi \cdot \phi \cdot L + f_{cd} \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2$$

Dove:

- ϕ è il diametro del gambo;
- a è la distanza del gambo dal bordo libero di calcestruzzo;
- α è un coefficiente pari a $\alpha = 1 - r/a$;
- r è il raggio della rosetta;
- f_{bd} è la resistenza tangenziale di aderenza di calcolo pari a $f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c$
 - $\gamma_c = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
 - f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$;
 - η è pari a 1 per barre di diametro minore o uguale a $\phi \leq 30 \text{ mm}$;
 - f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo corrispondente al 5%, pari a $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$;
 - f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$.

Nel caso di piastra di ancoraggio l'equilibrio a traslazione verrà effettuato considerando la trazione totale data dalla somma degli sforzi nei singoli tirafondi interessati.

Famiglia	Verifica sfilamento cilindro cls												
	B_{fond}	a	L_{tir}	α	γ_c	η	f_{ck}	f_{ctm}	$f_{ctk,005}$	f_{bk}	f_{bd}	R_{eff}	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	800	250	400	0,76	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	193,55	40,40%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	800	250	400	0,76	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	193,55	40,40%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	800	250	400	0,76	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	193,55	40,40%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	800	185	400	0,68	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	175,81	44,48%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	800	185	400	0,68	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	175,81	44,48%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	800	185	400	0,68	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	175,81	44,48%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	800	185	400	0,68	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	175,81	44,48%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	800	185	400	0,68	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	175,81	50,54%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	800	185	400	0,68	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	175,81	44,48%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	800	140	400	0,46	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	186,07	53,63%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	800	140	400	0,46	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	186,07	53,63%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	800	140	400	0,46	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	190,15	64,90%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	800	140	400	0,46	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	190,15	64,90%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	800	140	400	0,46	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	190,15	64,90%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	800	150	400	0,43	1,50	1,00	28,00	2,77	1,94	4,36	2,90	226,84	82,41%

	B_{fond}	a	L_{tir}	α	γ_c	η	f_{ck}	f_{ctm}	f_{bd}	E_{eff}	R_{eff}	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[%]
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	800	150	400	0,43	1,50	1,00	28,00	15,87	2,90	689,98	913,64	75,52%

15.5 VERIFICA DELLE SALDATURE

Si riporta di seguito la verifica delle saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di ancoraggio di base. Le saldature sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola pari a $a = s\sqrt{2}/2$, con s spessore del cordone della saldatura.

Le caratteristiche di sollecitazione (SLU) sono quelle determinate alla base del montante.

La verifica della sezione di saldatura più sollecitata, ovvero quella più lontana dal baricentro del sistema, è condotta considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra.

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2008 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.78 - 4.2.79)]:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

Per la determinazione delle tensioni agenti n_{\perp} , t_{\perp} e t_{\parallel} si considerano sollecitate a taglio solamente quelle con sviluppo parallelo all'anima del montante, mentre si considerano soggette a flessione tutti i cordoni presenti.

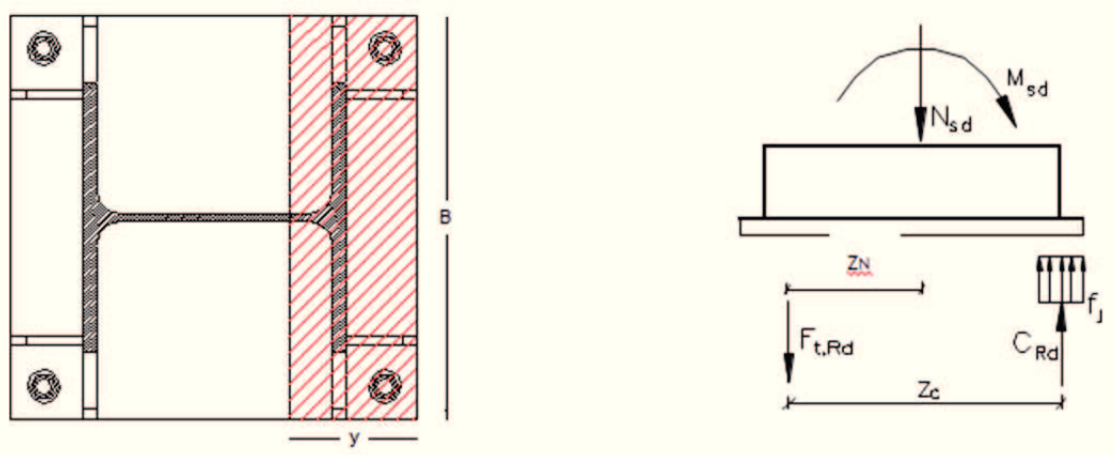
Famiglia	$A_{v,saldatura}$	$J_{el,saldatura}$	$W_{el,saldatura}$	M_{base}	V_{base}	n_{perp}	t_{par}
	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	4957	1,45E+08	8,07E+05	51,17	34,11	63,42	6,88
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	4957	1,45E+08	8,07E+05	65,45	37,40	81,13	7,55
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	4957	1,45E+08	8,07E+05	56,24	32,13	69,70	6,48
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	4975	2,76E+08	1,13E+06	83,61	41,81	74,18	8,40
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	4975	2,76E+08	1,13E+06	88,86	44,43	78,84	8,93
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	4975	2,76E+08	1,13E+06	94,53	42,01	83,86	8,44
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	4975	2,76E+08	1,13E+06	90,53	40,23	80,31	8,09
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	4975	2,76E+08	1,13E+06	116,70	46,68	103,53	9,38
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	4975	2,76E+08	1,13E+06	84,88	33,95	75,30	6,82
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	6961	5,26E+08	1,81E+06	126,12	45,86	69,52	6,59
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	6961	5,26E+08	1,81E+06	115,90	42,15	63,89	6,05
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	6627	5,74E+08	1,98E+06	73,63	24,54	37,20	3,70
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	6627	5,74E+08	1,98E+06	133,29	44,43	67,34	6,70
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	6627	5,74E+08	1,98E+06	152,46	46,91	77,02	7,08
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	10463	1,08E+09	3,84E+06	187,75	53,64	48,86	5,13
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	9783	1,24E+09	4,41E+06	341,96	59,96	77,51	6,13

Famiglia	Verifica saldature							
	σ_{sald1}	β_1	f_{yk}	σ_{lim1}	Verifica 1	σ_{sald2}	β_2	σ_{lim2}
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	63,79	0,70	275	192,50	33,14%	70,30	0,85	233,75
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	81,48	0,70	275	192,50	42,33%	88,68	0,85	233,75
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	70,01	0,70	275	192,50	36,37%	76,19	0,85	233,75
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	74,65	0,70	275	192,50	38,78%	82,58	0,85	233,75
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	79,34	0,70	275	192,50	41,22%	87,77	0,85	233,75
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	84,29	0,70	275	192,50	43,79%	92,31	0,85	233,75
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	80,72	0,70	275	192,50	41,93%	88,40	0,85	233,75
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	103,96	0,70	275	192,50	54,00%	112,92	0,85	233,75
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	75,61	0,70	275	192,50	39,28%	82,13	0,85	233,75
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	69,83	0,70	275	192,50	36,28%	76,11	0,85	233,75
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	64,18	0,70	275	192,50	33,34%	69,95	0,85	233,75
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	37,38	0,70	275	192,50	19,42%	40,90	0,85	233,75
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	67,68	0,70	275	192,50	35,16%	74,05	0,85	233,75
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	77,35	0,70	275	192,50	40,18%	84,10	0,85	233,75
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	49,13	0,70	275	192,50	25,52%	53,99	0,85	233,75
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	77,76	0,70	275	192,50	40,39%	83,64	0,85	233,75

15.6 VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A. SOTTOSTANTE LA PIASTRA DI BASE

Definite la componente normale N_{Ed} e flessionale M_{Ed} derivanti dalla combinazione dei carichi SLU-STR, si esegue la verifica a presso-flessione della sezione in calcestruzzo.

I valori resistenti dello sforzo normale C_{Rd} e del momento M_{Rd} sono determinati considerando il diagramma delle tensioni semplificato "stress-block".



La resistenza degli inghisaggi $F_{t,Rd}$ è pari a:

$$F_{t,Rd} = n_{\text{tirafondi tesi}} \cdot f_{d,N} \cdot A_{res} = n_{\text{tirafondi tesi}} \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Per l'equilibrio alla traslazione, la risultante C_{Rd} delle compressioni deve essere pari a:

$$C_{Rd} = N_{Ed} + F_{t,Rd}$$

Tale risultante è equilibrata dagli sforzi di compressione nel calcestruzzo agenti su un'altezza $0.8 y$, dove y è l'asse neutro, pari a:

$$y = \frac{C_{Rd}}{0.8 \cdot B \cdot f_{cd}}$$

Dall'equilibrio alla rotazione intorno al baricentro della piastra si ricava il momento resistente:

$$M_{Rd} = C_{Rd} \cdot z_{comp} + F_{t,Rd} \cdot z_{tir}$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, M_{Rd} dovrà risultare superiore al momento agente M_{Ed} , ovvero:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Famiglia	Verifica sezione in c.a. sotto piastra								
	$n_{\text{tirafondi tesi}}$	$F_{t,rd}$	N_{base}	C_{rd}	y	z_n	z_c	M_{res}	Verifica
	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	[%]
3,00_Corrente - Rilevato_10 - interasse_6,00	3	331,78	15,50	347,27	68,40	150,00	322,64	112,04	45,66%
3,50_Bordo - Rilevato_4 - interasse_4,00	3	331,78	12,83	344,61	67,87	150,00	322,85	111,26	58,83%
3,50_Corrente - Rilevato_3 - interasse_6,00	3	331,78	18,08	349,86	68,91	150,00	322,44	112,81	49,85%
4,00_Bordo - Rilevato_3 - interasse_4,00	3	331,78	14,20	345,97	71,73	215,00	451,31	156,14	53,55%
4,00_Corrente - Rilevato_8 - interasse_6,00	3	331,78	20,20	351,97	72,97	215,00	450,81	158,67	56,00%
4,50_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	3	331,78	15,97	347,75	72,09	215,00	451,16	156,89	60,25%
4,50_Corrente - Rilevato_1,5 - interasse_6,00	3	331,78	22,72	354,50	73,49	215,00	450,60	159,74	56,67%
5,00_Bordo - Rilevato_0 - interasse_4,00	3	331,78	17,75	349,52	72,46	215,00	451,01	157,64	74,03%
5,00_Corrente - Rilevato_4 - interasse_4,00	3	331,78	17,75	349,52	72,46	215,00	451,01	157,64	53,84%
5,50_Bordo - Rilevato_3 - interasse_3,00	3	423,36	16,46	439,82	86,62	260,00	535,35	235,46	53,56%
5,50_Corrente - Rilevato_8 - interasse_4,00	3	423,36	20,58	443,94	87,44	260,00	535,03	237,52	48,80%
6,00_Bordo - Rilevato_2 - interasse_1,50	3	523,58	11,92	535,51	105,47	260,00	527,81	282,65	26,05%
6,00_Corrente - Rilevato_6 - interasse_4,00	3	523,58	23,17	546,76	107,69	260,00	526,93	288,10	46,27%
6,50_Corrente - Rilevato_4,5 - interasse_4,00	3	523,58	25,10	548,69	108,07	260,00	526,77	289,03	52,75%
7,00_Corrente - Rilevato_6,5 - interasse_4,00	3	793,15	33,90	827,05	108,59	250,00	506,56	418,95	44,81%
7,00+3_SBRACCIO A 45°_Corr - Rilevato_5	3	793,15	63,77	856,92	112,52	250,00	504,99	432,74	79,02%

16. VERIFICA MONTANTI E PIASTRE DI COLLEGAMENTO DELLE BARRIERE INTEGRATE

16.1 VERIFICHE DEL MONTANTE

Le verifiche dei montanti delle barriere integrate vengono effettuate in riferimento al paragrafo 4.2.4 delle NTC2008 e al paragrafo 6.3.2.2 dell' Eurocodice "3" EN 1993-1-1:2005 (per la determinazione del momento critico necessario per le verifiche di instabilità flessione-torsionale).

Il profilo impiegato per le barriere integrate è un HE 160 A di classe S275, caratterizzato dalle seguenti dimensioni e parametri statici.

HE 160 A			
Altezza profilo	h	[mm]	152
Lunghezza ali	b	[mm]	160
Spessore anima	t _w	[mm]	6
Spessore ali	t _f	[mm]	9
Raggio curvatura profilo	r	[mm]	15
Area	A	[mm ²]	3877
Momento di inerzia flessionale // l'anima	J _y	[mm ⁴]	1,67E+07
Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	J _z	[mm ⁴]	6,16E+06
Momento di inerzia torsionale	J _t	[mm ⁴]	1,22E+07
Momento di inerzia settoriale	J _ω	[mm ⁶]	31410
Momento resistente direzione anima	W _y	[mm ³]	2,20E+05
Momento resistente direzione ali	W _z	[mm ³]	7,70E+04
Momento resistente plastico direzione anima	W _{y,pl}	[mm ³]	2,45E+05
Momento resistente plastico direzione ali	W _{z,pl}	[mm ³]	1,18E+05
Raggio d'inerzia // l'anima	r _y	[mm]	65,69
Raggio d'inerzia perp. l'anima	r _z	[mm]	39,85
Area resistente a taglio	A _v	[mm ²]	1321
Peso specifico acciaio	γ _{acc}	[kN/m ³]	78,5
Peso montante	P	[kN/m]	0,304
Modulo elastico acciaio	E	[N/mm ²]	210000
Classe acciaio montante	Classe	-	S 275
Tensione di rottura acciaio	f _{tk}	[N/mm ²]	430
Tensione di snervamento acciaio	f _{yk}	[N/mm ²]	275

I montanti delle barriere integrate verranno verificati solamente al carico da vento in quanto la condizione di urto è già verificata dal produttore essendo tali montanti omologati tramite crash-test.

16.1.1 Classificazione delle sezioni

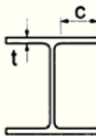
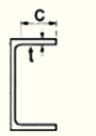
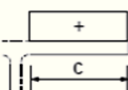
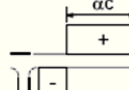
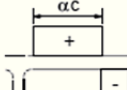
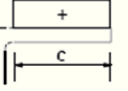
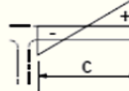
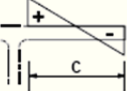
Le Norme tecniche NTC2008 prevedono 3 diverse modalità di calcolo strutturale:

- Metodo elastico;
- Metodo plastico;
- Metodo elastoplastico.

La scelta della modalità di calcolo dipende anche dalla classe della sezione, ovvero dalla sua capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  Profilati laminati a caldo </div> <div style="text-align: center;">  Sezioni saldate </div> </div>					
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione		
			Con estremità in compressione	Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75
					460
					0,71

								<p>Inflessione intorno all'asse</p>	
								<p>Inflessione intorno all'asse</p>	
Parti interne compresse									
Classe	Parte soggetta a flessione		Parte soggetta a compressione		Parte soggetta a flessione e a compressione				
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)									
1	$c/t \leq 72\epsilon$		$c/t \leq 33\epsilon$		<p>quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$</p> <p>quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$</p>				
2	$c/t \leq 83\epsilon$		$c/t \leq 38\epsilon$		<p>quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$</p> <p>quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$</p>				
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)									
3	$c/t \leq 124\epsilon$		$c/t \leq 42\epsilon$		<p>quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$</p> <p>quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$</p>				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460			
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71			

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Per il profilo HE 160 A, realizzato con acciaio S275, si ottengono i seguenti risultati:

Geometria					Acciaio	
h	b	t _f	t _w	r	f _{yk}	ε
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]
152	160	9	6	15	275	0,92

Anima (soggetta a flessione)				Flangia (soggetta a compressione)			
c	t	c/(tε)	Classe	c	t	c/(tε)	Classe
[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
104	6	18,75	1	62	9	7,45	1

Il calcolo dei montanti viene pertanto effettuato secondo il metodo plastico poiché i profili dei montanti delle barriere integrate risultano di classe 1.

16.1.2 Verifiche di resistenza a flessione e taglio (SLU)

Le verifiche di resistenza agli SLU delle membrature vengono effettuate per lo stato di sollecitazione di flessione semplice e, quando necessario, per flessione e taglio.

Lo sforzo normale agente sui montanti, dovuto al solo peso proprio è irrilevante ai fini del dimensionamento dei profili dei montanti.

Per le verifiche di resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2008, per le quali è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;
- $M_{c,Rd}$ è la resistenza a flessione retta della sezione, pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con: W_{el} momento resistente della sezione,

f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza.

L'influenza del taglio sulla verifica a flessione del profilo è legata alla verifica della seguente condizione:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,Rd}$$

in cui:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;
- V_{Ed} taglio di calcolo;
- $V_{c,Rd}$ taglio resistente, dato dall'espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

con: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ per sezioni a I e H;

t_f spessore delle ali;

b larghezza delle ali;

t_w spessore dell'anima;

r raggio.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale.

Per le sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_v}{4 t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

in cui:

- $W_{pl,y}$ momento resistente plastico della sezione;
- $\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$ fattore riduttivo per la presenza del taglio.

Verifica a taglio SLU-STR	Area a taglio	A_v	[mm ²]	1321
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Taglio resistente di progetto	V_{Rd}	[kNm]	199,75
	Metà taglio resistente di progetto	$0,5 V_{Rd}$	[kNm]	99,87

Verifica a flessione SLU-STR	Modulo di resistenza elastico	$W_{y,el}$	[mm ³]	220100
	Modulo di resistenza plastico	$W_{y,pl}$	[mm ³]	245100
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Momento resistente elastico di progetto	$M_{Rd,el}$	[kNm]	57,65
	Momento resistente plastico di progetto	$M_{Rd,pl}$	[kNm]	64,19

Nei calcoli del momento resistente di progetto M_{Rd} non si è considerata la riduzione per la presenza del taglio (ovvero $\rho = 0$) in quanto di norma e come dimostrato successivamente, il taglio sollecitante è minore della metà del taglio resistente (ovvero $V_{Ed} < 0,5 V_{c,Rd}$).

Oltre al calcolo del momento resistente plastico $M_{Rd,pl}$, per completezza si è riportato anche il valore del momento resistente elastico $M_{Rd,el}$.

Al momento flettente massimo agente alla base $M_{base} = M_{Rd}$ è associata una pressione da vento massima p_{max} pari a:

$$M_{base} = \left(p \cdot i \cdot \frac{H^2}{2} \right) \gamma_Q \rightarrow p_{max} = \frac{2 M_{Rd}}{i \cdot H^2 \cdot \gamma_Q}$$

con p pressione del vento;

i interasse montanti, pari a 2.25 m;

H altezza montanti;

γ_Q coefficiente parziale di sicurezza SLU per carichi variabili, pari a 1.5;

Per le diverse altezze strutturali dei montanti si ottengono i seguenti risultati:

Pressione massima	Lunghezza montante	L	[m]	3	4	5
	Pressione massima per flessione con momento plastico	$p_{max,pl}$	[kN/m ²]	4,23	2,38	1,52
	Pressione massima per flessione con momento elastico	$p_{max,el}$	[kN/m ²]	3,80	2,14	1,37

A queste pressioni, sono associati dei tagli alla base V_{Ed} pari a :

$$V_{Ed} = (p \cdot i \cdot H) \gamma_Q$$

Taglio SLU massimo	Lunghezza montante	L	[m]	3	4	5
	Taglio massimo alla base da pressione $p_{max,pl}$	$V_{Ed, pl SLU}$	[kN/m ²]	42,80	32,10	25,68
	Taglio massimo alla base da pressione $p_{max,el}$	$V_{Ed, el SLU}$	[kN/m ²]	38,43	28,82	23,06

Dai risultati ottenuti si evince come il taglio sollecitante massimo V_{Ed} (dato dalla pressione p_{max} che porta al raggiungimento del momento resistente M_{Rd} alla base de montante) sia sempre inferiore della metà del taglio resistente $V_{c,Rd}$, ovvero:

$$V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd} = 99.87 \text{ kN}$$

Questo, oltre a indicare la verifica a taglio del montante, conferma l'assenza dell'influenza del taglio nella riduzione della resistenza a flessione assunta nei calcoli precedenti (ovvero $\rho = 0$).

16.1.3 Verifica di instabilità "Euleriana" a compressione (SLU)

Oltre alle verifiche di resistenza è necessario effettuare verifiche di stabilità dei montanti. Tali verifiche vengono eseguite in ottemperanza al paragrafo 4.2.4.1.3.1 delle NTC2008.

I profili dei montanti sono soggetti a sforzi normali irrilevanti pertanto si esclude l'insorgere di instabilità per carico di punta. Tuttavia, nel rispetto delle NTC2008 si verifica che i montanti delle barriere non superino il valore limite di snellezza richiesto alle membrature principali, trascurando, a vantaggio di sicurezza, la presenza del vincolo rappresentato dei pannelli.

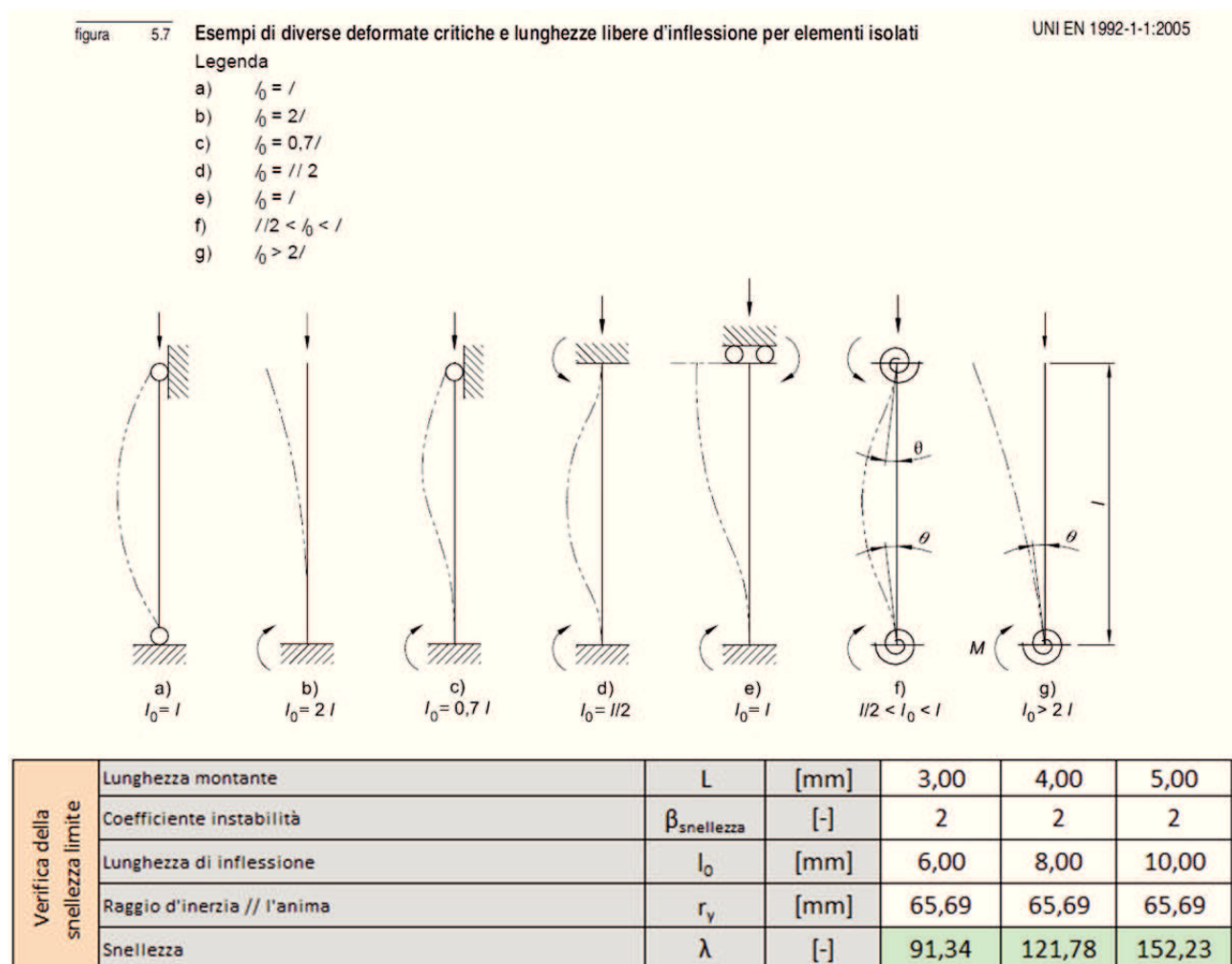
Si verifica quindi per ogni montante che:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < 200$$

in cui:

- $l_0 = \beta \cdot L$, lunghezza libera d'inflessione;
- β coefficiente per il calcolo della lunghezza d'inflessione;
- L , lunghezza libera del montante;
- i , raggio d'inerzia.

Si è assunto un coefficiente $\beta = 2$ (corrispondente ad uno schema a mensola, cioè condizione di incastro-estremo libero) come indicato nel prospetto dell'Eurocodice "2" UNI EN 1992-1-1:2005 sotto riportato. A favore di sicurezza non si è considerato la presenza del vincolo rappresentato dal profilo a "C" superiore che collega longitudinalmente i diversi montanti.



Per tutte le altezze L di barriera integrata, la snellezza λ , risulta inferiore a 200.

16.1.4 Verifica di instabilità flessione-torsionale (SLU)

I montanti sono soggetti, per effetto del carico, a flessioni nel piano dell'anima. Secondo quanto previsto al paragrafo §4.2.4.1.3.2 delle NTC2008 e al paragrafo 6.3.2 dell'EuroCodice 3 (1993-1-1: 2005), travi con sezione a I o H soggette a flessione nel piano dell'anima, con piattabanda non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dello svergolamento secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata, pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

con $W_y = W_{pl,y}$ momento plastico resistente della sezione;

χ_{LT} fattore di riduzione per instabilità flessione torsionale, determinato per profili laminati o saldati, dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

I diversi parametri necessari per il calcolo del fattore χ_{LT} sono così definiti:

$\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$ (Eq. 6.57 EC3 - 1993-1-1: 2005);

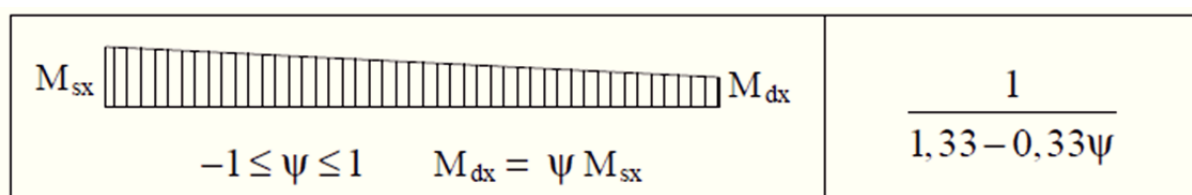
α_{LT} fattore di imperfezione (Tab. 4.2. VII NTC2008);

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ (sezione laminate e composte saldate);

$\beta = 0.75$ (sezione laminate e composte saldate);

$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 0.2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$

k_c tabellato in funzione della distribuzione del momento (Tab.4.2.VIII NTC2008), in particolare pari a $k_c = 1/(1.33 - 0.33 \cdot \psi) = 0.75$ (considerando $\psi = 0$).



Il coefficiente di snellezza adimensionale per instabilità laterale è pari a:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

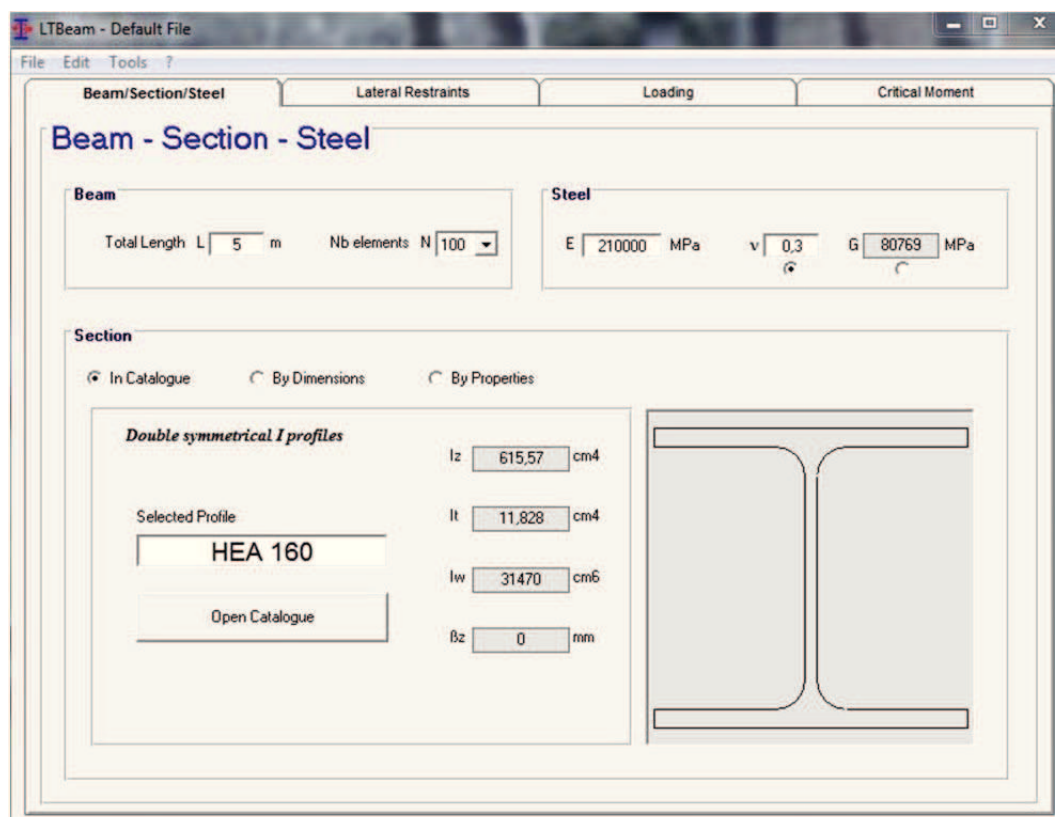
In cui rientra il valore del momento critico elastico per instabilità flessione-torsionale M_{cr} .

Tale quantità è calcolata considerando la sezione lorda del profilo, la condizione di carico, la reale distribuzione del momento e la presenza di ritegni torsionali (paragrafo 6.3.2.2 EC3 – 1993-1-1: 2005).

Come indicato dalla circolare ministeriale 02-02-2009 n° 617, tale valore può calcolarsi, per profili di qualunque geometria, utilizzando metodi numerici, quali ad esempio metodi agli elementi finiti oppure programmi di calcolo strutturale che consentano di eseguire analisi di “buckling”.

Per i montanti delle barriere integrate, si è scelto di determinare il momento critico tramite il software specifico “Lateral Torsional Buckling of Beam – LTBeam” (sviluppato da CTICM – Centre Technique Industriel de la Construction Métallique – France).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dal software:



Definizione della geometria della sezione, dell'acciaio e della lunghezza della trave (3.00 – 4.00 – 5.00 m)

LTBeam - Default File

File Edit Tools ?

Beam/Section/Steel **Lateral Restraints** Loading Critical Moment

Lateral Restraints

Left End Help

z/S mm

v

θ

v'

θ'

Right End Help

z/S mm

v

θ

v'

θ'

Intermediate Lateral Restraints

Local Restraints

1

x/l

z/S mm

v

θ

2

x/l

z/S mm

v

θ

No intermediate lateral restraint

Continuous Restraint

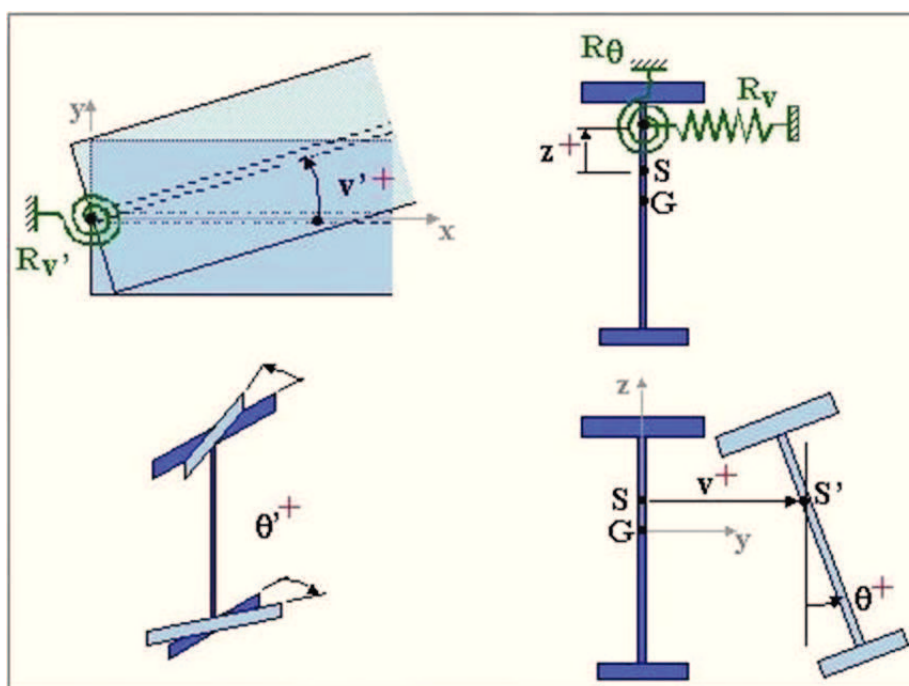
Along the whole beam length

z/S mm

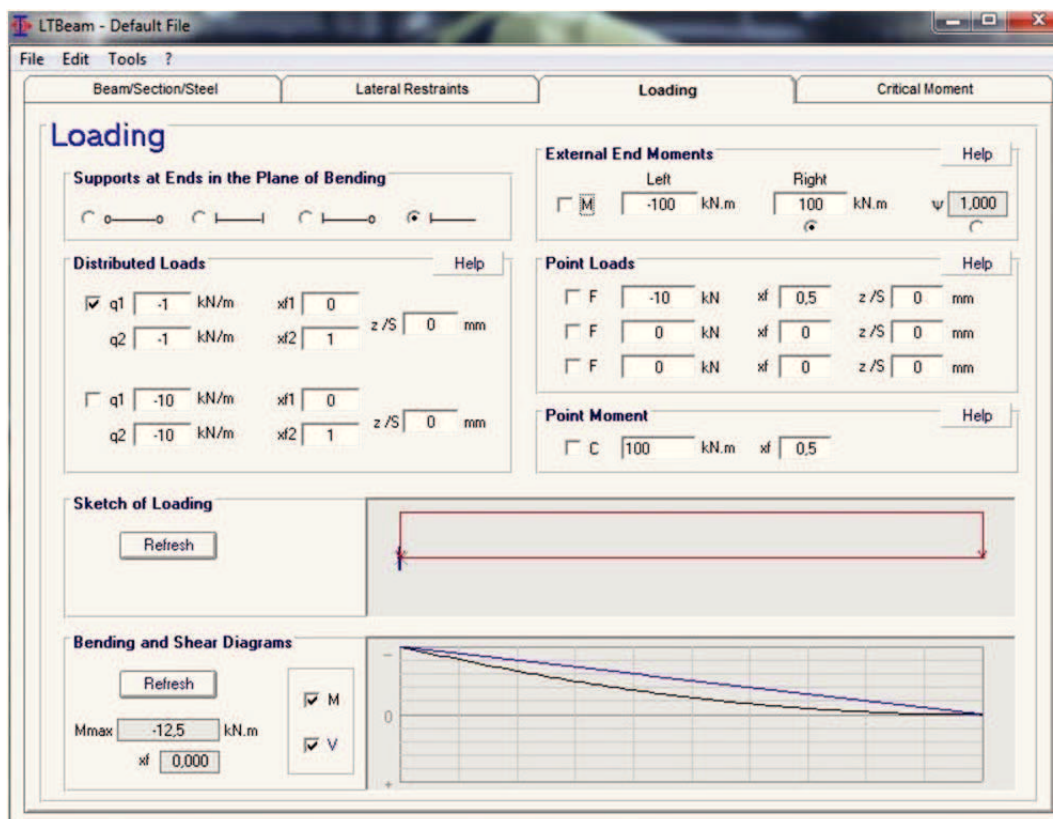
v

v'

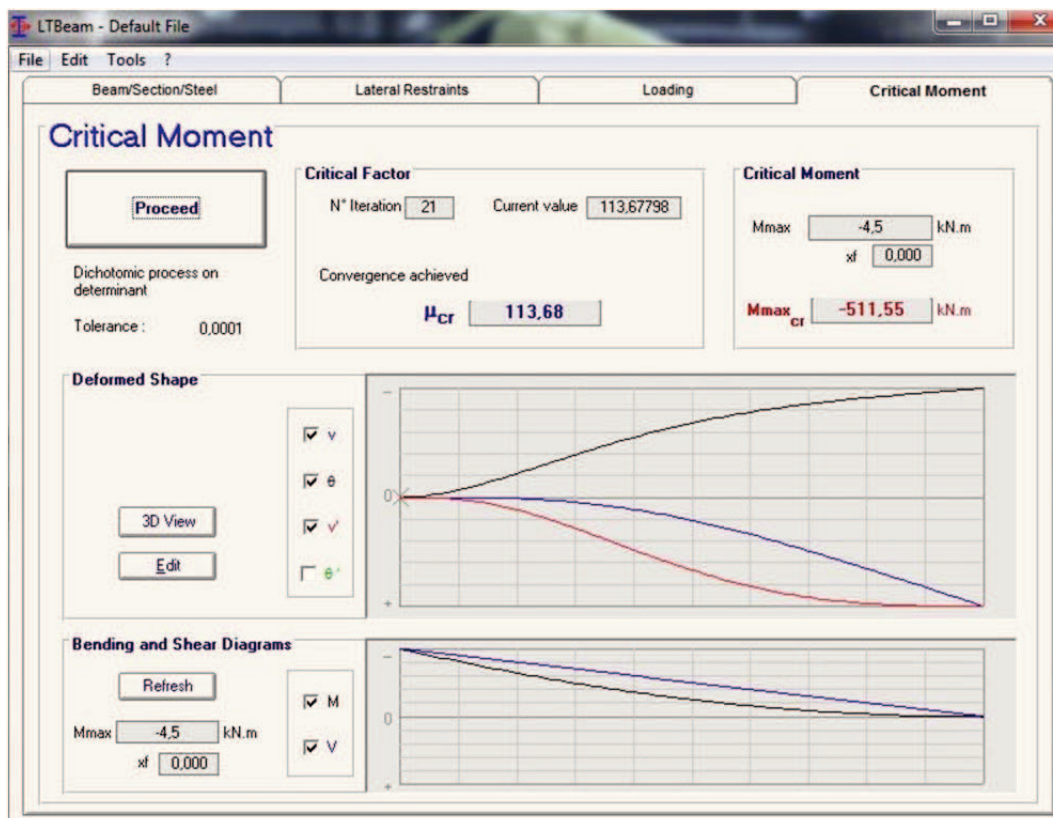
θ



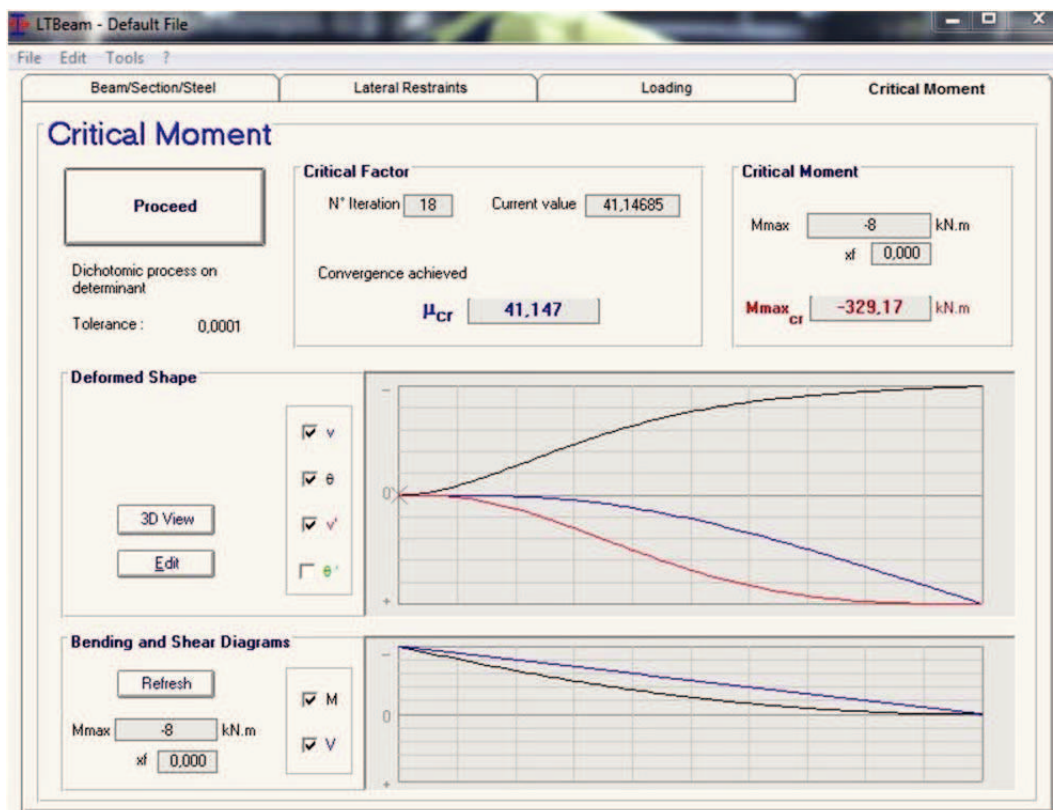
Definizione dei vincoli laterali



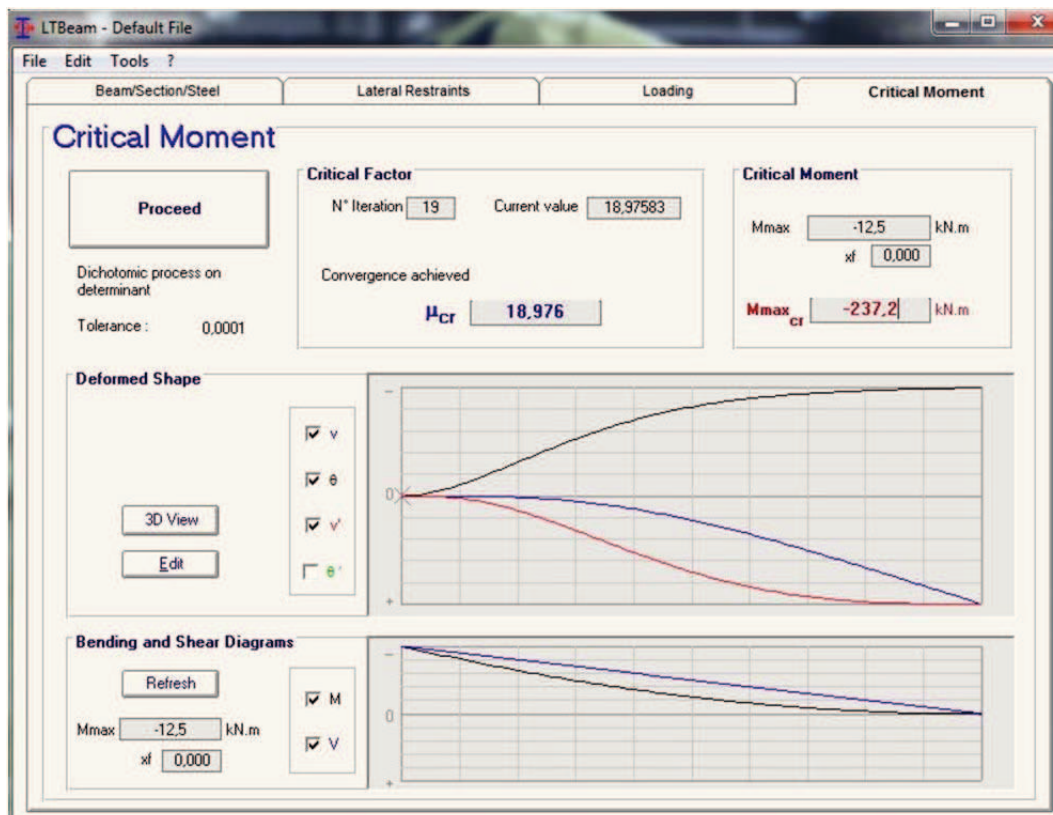
Definizione dei vincoli nel piano di inflessione e del carico (carico unitario distribuito)



Calcolo del momento critico per L=3.00 m



Calcolo del momento critico per L=4.00 m



Calcolo del momento critico per L=5.00 m

In definitiva i momenti critici M_{cr} risultano essere pari a:

H [m]	M_{cr} [kNm]
3.00	511.55
4.00	329.17
5.00	237.20

Conseguentemente i momenti resistenti di progetto per instabilità flessione-torsionale $M_{b,Rd}$ valgono:

Verifica a instabilità flessione-torsionale	Lunghezza montante	L	[mm]	3,00	4,00	5,00
	Fattore di imperfezione	α_{LT}	[-]	0,34	0,34	0,34
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275	275	275
	Modulo di resistenza plastico	$W_{y,pl}$	[mm ³]	245100	245100	245100
	Momento critico elastico di instabilità torsionale	M_{cr}	[kNm]	511,55	329,17	237,20
	Coefficiente di snellezza adimensionale	λ_{LT}	[-]	0,363	0,453	0,533
	Coefficiente	β	[-]	0,75	0,75	0,75
	Coefficiente	$\lambda_{LT,0}$	[-]	0,4	0,4	0,4
	Fattore	Φ_{LT}	[-]	0,543	0,586	0,629
	Fattore correttivo	k_c	[-]	0,75	0,75	0,75
	Fattore	f	[-]	0,923	0,906	0,894
	Fattore di riduzione per instabilità flessione torsionale	χ_{LT}	[-]	1,00	1,00	1,00
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M1}	[-]	1,05	1,05	1,05
	Momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità	$M_{b,Rd}$	[kNm]	64,19	64,19	64,19

16.1.5 Verifica tensionale in esercizio (SLE)

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{ideale} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{amm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente $M_{Ed} = p_{max,pl} \cdot i \cdot H^2/2$:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{EL}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio $V_{Ed} = p_{max,pl} \cdot i \cdot H$:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_v}$$

Con riferimento alla combinazione caratteristica (rara) e in base alle pressioni massime determinate in precedenza, si ottengono i seguenti risultati:

Verifica tensionale SLE-RARA	Lunghezza montante	L	[mm]	3,00	4,00	5,00
	Pressione massima	p_{max}	[kN/m ²]	4,23	2,38	1,52
	Momento massimo alla base per combinazione rara	$M_{Ed,RARA}$	[kNm]	42,80	42,80	42,80
	Taglio massimo alla base per combinazione rara	$V_{Ed,RARA}$	[kN]	28,53	21,40	17,12
	Modulo di resistenza elastico	$W_{y,el}$	[mm ³]	220100	220100	220100
	Tensione normale massima	$\sigma_{x,Ed}$	[N/mm ²]	194	194	194
	Area a taglio	A_v	[mm ²]	1321	1321	1321
	Tensione tangenziale massima	$\tau_{x,Ed}$	[N/mm ²]	22	16	13
	Tensione ideale	σ_{id}	[N/mm ²]	198,00	196,45	195,73
	Tensione ammissibile	σ_{amm}	[N/mm ²]	261,90	261,90	261,90
	Verifica	σ_{id}/σ_{amm}	[-]	75,60%	75,01%	74,73%

16.1.6 Verifica di deformabilità (SLE)

Con riferimento alle disposizioni della norma UNI EN 1794-1 la deformazione elastica massima Δ_{max} sotto il carico del vento di progetto p_{max} per lo stato limite di esercizio in combinazione rara deve risultare:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{amm} = \frac{L}{150}$$

in cui L è la lunghezza del profilo.

Lo spostamento della testa montante Δ_{max} è valutato su uno schema statico di trave a mensola considerando il tratto alla base del montante come rigido grazie alla presenza degli irrigidimenti.

$$\Delta_{max} = \frac{p_{max} \cdot i \cdot (L - h_{irr})^4}{8 \cdot E \cdot J_y}$$

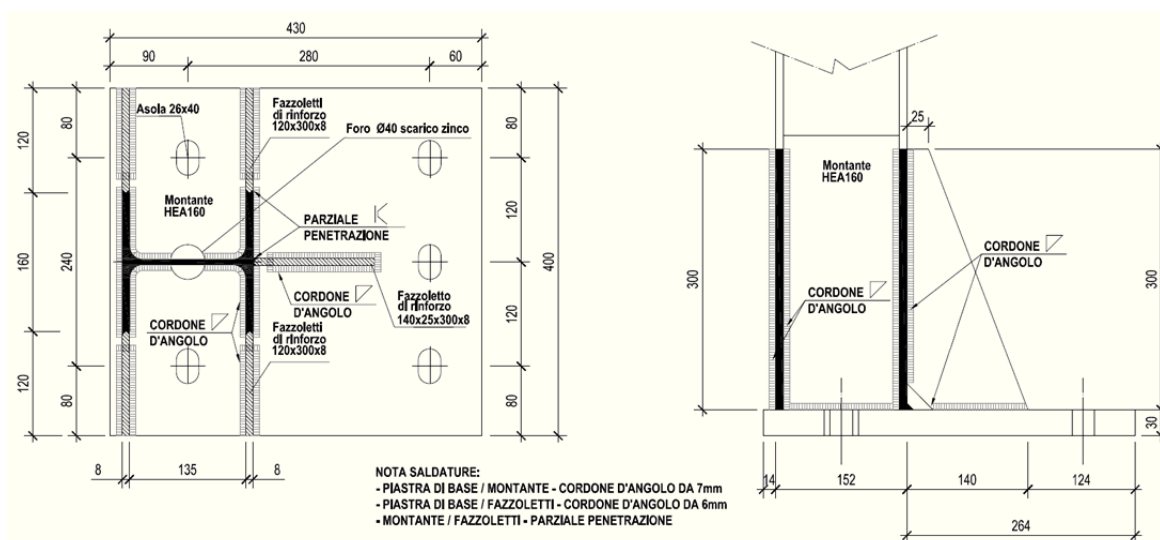
Verifica a deformabilità	Lunghezza montante	L	[mm]	3,00	4,00		5,00	
	Pressione massima	p_{max}	[kN/m ²]	4,23	1,78	2,38	0,85	1,52
	Spostamento massimo in testa montante	Δ_{max}	[mm]	17,98	26,67	35,67	33,33	59,44
	Spostamento limite	Δ_{amm}	[mm]	20,00	26,67	26,67	33,33	33,33
	Verifica	$\Delta_{max}/\Delta_{amm}$	[-]	89,91%	100,00%	133,76%	100,00%	178,32%

Per le barriere di altezza pari a 4.00 e 5.00 m, nel caso di pressioni superiori rispettivamente a $p_{max,def} = 1.78 \text{ kN/m}^2$ e a $p_{max,def} = 0.85 \text{ kN/m}^2$, sebbene lo spostamento sia maggiore di $L/150$, il

risultato è considerato comunque accettabile in quanto i montanti delle barriere integrate sono omologati sottoponendoli alla condizione di urto (più sfavorevole di quella derivante da vento) tramite crash-test.

16.2 VERIFICHE COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE

Il collegamento è costituito da una piastra in acciaio S275, su cui viene saldato il profilo e da costole di irrigidimento della piastra stessa. L'ancoraggio delle barriere avviene mediante 5 barre filettate ad alta resistenza M24 ($A_{res} = 353 \text{ mm}^2$) classe 8.8, inghisate con resine epossidiche.



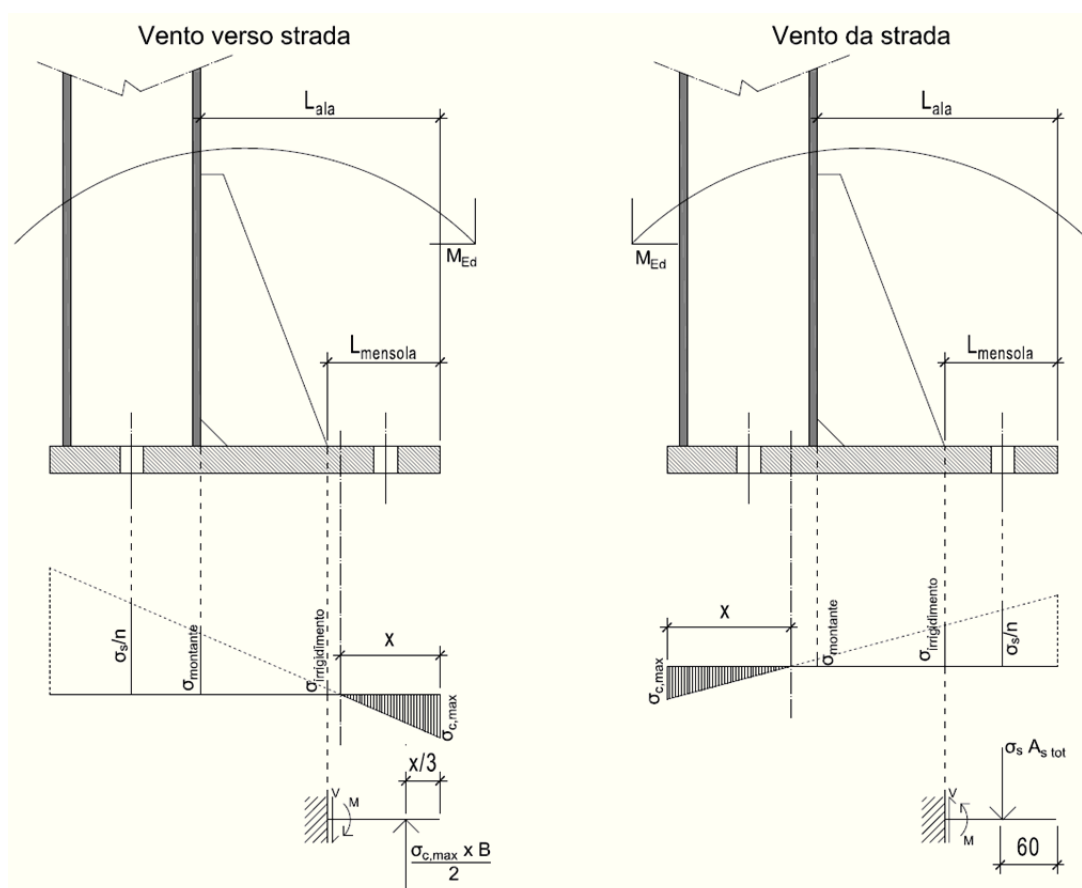
Si riportano di seguito le verifiche relative alla piastra di base con i fazzoletti di irrigidimento, in particolare le verifiche di resistenza a taglio-flessione e la verifica a rifollamento della piastra. Seguono poi le verifiche a taglio-trazione delle bullonature e la verifica di resistenza delle saldature a cordone d'angolo. Infine si riporta la verifica di resistenza a presso-flessione della sezione in calcestruzzo armato al di sotto della piastra.

Le massime sollecitazioni $M_{Ed \max}$ e $V_{Ed \max}$ agenti sulla sistema di collegamento sono derivanti dalla precedente analisi di resistenza del montante. Si riportano di seguito i valori ottenuti per le combinazioni di carico fondamentale (SLU) e caratteristica (SLE-RARA), accompagnati dallo sforzo normale N_{Ed} dato dal peso proprio della barriera integrata.

			3,00	4,00	5,00
SLE - RARA	p_{max}	[kN/m ²]	4,23	2,38	1,52
	N_{Ed}	[kN]	4,16	4,39	4,66
	$M_{Ed MAX}$	[kNm]	42,80	42,80	42,80
	$V_{Ed MAX}$	[kN]	28,53	21,40	17,12
SLU	N_{Ed}	[kN]	5,41	5,70	6,05
	$M_{Ed MAX}$	[kNm]	64,19	64,19	64,19
	$V_{Ed MAX}$	[kN]	42,80	32,10	25,68

16.2.1 Analisi dei carichi

Applicando un momento flettente alla base del montante pari al momento resistente valutato con il metodo plastico (ovvero $M_{Ed} = M_{Rd,pl}$), si determina lo stato tensionale presente nella sezione di calcestruzzo sottostante la piastra di collegamento. L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione trascurando, a favore di sicurezza, i tasselli compressi.



La posizione dell'asse neutro x , la tensione di compressione massima sul basamento in c.a. $\sigma_{c,max}$ e di trazione nel tassello σ_s , sono valutabili applicando il metodo n ad una sezione rettangolare con armatura semplice tramite le seguenti formule:

$$x = \frac{n A_{res}}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 B d}{n A_{res}}} \right)$$

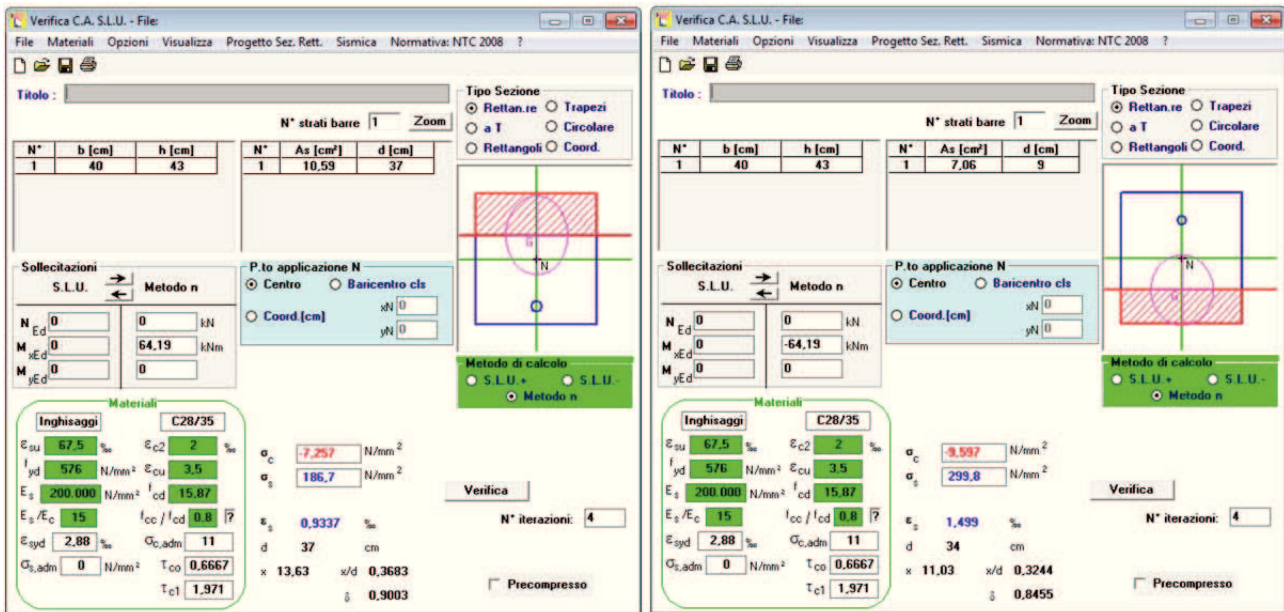
$$\sigma_{c,max} = \frac{2 M_{Ed}}{x B \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \sigma_s = n \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Con semplici condizioni di congruenza tra triangoli, si calcolano le tensioni in corrispondenza del bordo del montante lato strada $\sigma_{montante}$ e dell'irrigidimento $\sigma_{irrigidimento}$.

Dalle tensioni appena ricavate, si determinano il taglio e il momento in corrispondenza dell'estremo del fazzoletto di irrigidimento parallelo all'anima, per entrambe le direzioni del vento, considerando la parte di piastra non irrigidita come uno schema di trave a mensola.

L'analisi della sezione porta ai seguenti valori di sollecitazioni:

				Vento da strada	Vento vs strada
Analisi dei carichi	Numero di tasselli di inghisaggio tesi	$n_{tasselli\ tesi}$	[-]	3	2
	Area di un singolo tassello	A_s	[mm ²]	353	353
	Area totale tasselli tesi	$A_{s,tot}$	[mm ²]	1059	706
	Base piastra	B	[mm]	400	400
	Altezza piastra	H	[mm]	430	430
	Distanza tasselli tesi dal bordo teso	e	[mm]	60	90
	Altezza utile piastra	d	[mm]	370	340
	Coefficiente di omogenizzazione	n	[-]	15	15
	Asse neutro	x	[mm]	136,25	110,29
	Momento flettente STR-SLU	M_{Ed}	[kNm]	64,19	64,19
	Tensione massima di compressione nel cls	$\sigma_{c,max}$	[N/mm ²]	-7,26	-9,60
	Tensione di trazione nel tassello	σ_s	[N/mm ²]	186,75	299,85
	Lunghezza ala piastra	L_{ala}	[mm]	264	264
	Lunghezza piastra a mensola	$L_{mensola}$	[mm]	124	124
	Tensione al bordo verso strada del montante	$\sigma_{montante}$	[N/mm ²]	1,58	13,38
	Tensione al bordo dell'irrigidimento	$\sigma_{irrigidimento}$	[N/mm ²]	9,04	1,19
	Taglio in corrispondenza del bordo irrigidimento da cls compresso	$V_{bordo\ comp}$	[kN]	-	211,69
	Momento in corrispondenza del bordo irrigidimento da cls compresso	$M_{bordo\ comp}$	[kNm]	-	18,47
	Taglio in corrispondenza del bordo irrigidimento da ancoranti tesi	$V_{bordo\ teso}$	[kN]	197,77	-
	Momento in corrispondenza del bordo irrigidimento da ancoranti tesi	$M_{bordo\ teso}$	[kNm]	12,66	-



16.2.2 Verifica di resistenza della piastra di base

In funzione delle sollecitazioni si verifica a flessione e taglio SLU la piastra di base facendo riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2008. Nella verifica a taglio non si considera, a favore di sicurezza, il contributo dato dalla presenza degli irrigidimenti.

Per le verifica di resistenza a taglio è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

con V_{Ed} taglio di calcolo;

$V_{c,Rd}$ taglio resistente, dato dall'espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

dove A_v area netta a taglio ($A_v = B_{piastra} \cdot s_{piastra} - n_{tir} \cdot \phi_{foro} \cdot s_{piastra}$);

n_{tir} massimo numero di inghisaggi in una fila ($n_{tir} = 3$);

ϕ_{foro} diametro foro nella piastra per gli inghisaggi ($\phi_{foro} = 40 \text{ mm}$);

f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio della piastra;

$\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ (ovvero $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd}$), si può trascurare l'influenza del taglio sulla verifica a flessione. In caso

contrario, per tener in conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale, si calcola il coefficiente di riduzione ρ pari a:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

Si ottengono pertanto i seguenti risultati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica a taglio piastra	Taglio agente sulla piastra	V_{Ed}	[kN]	197,77	211,69
	Area netta a taglio della piastra	$A_{v, piastra}$	[mm ²]	8400	8400
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk, piastra}$	[N/mm ²]	275	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05	1,05
	Taglio caratteristico resistente	$V_{c,Rd}$	[kN]	1270	1270
		Verifica	[%]	15,57%	16,67%
	Coefficiente influenza taglio per flessione	ρ	[-]	0,00	0,00

Per la verifica di resistenza a flessione, senza l'influenza del taglio, è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;

$M_{c,Rd}$ è la resistenza a flessione retta della sezione, pari a:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con W_{pl} momento resistente plastico della piastra

$$W_{pl} = 2(B_{piastra} \cdot s_{piastra}/2)(s_{piastra}/4));$$

Si ottengono i seguenti risultati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica a flessione piastra con irrigidimenti	Momento flettente agente sulla piastra	M_{Ed}	[kN]	12,66	18,47
	Modulo di resistenza della piastra	$W_{pl, piastra}$	[mm ³]	90000	90000
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk, piastra}$	[N/mm ²]	275	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05	1,05
	Momento resistente di progetto	$M_{c,Rd}$	[kNm]	23,57	23,57
		Verifica	[%]	53,70%	78,35%

16.2.3 Verifica a rifollamento della piastra

Per quanto riguarda la verifica a rifollamento della piastra si è seguito quanto indicato nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle Norme Tecniche 2008 calcolando la resistenza di calcolo a rifollamento definita come segue:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}}$$

con d diametro nominale del gambo del bullone;

t spessore della piastra collegata;

$\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni;

f_{tk} tensione a rottura della piastra collegata;

$\alpha = \min\{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$;

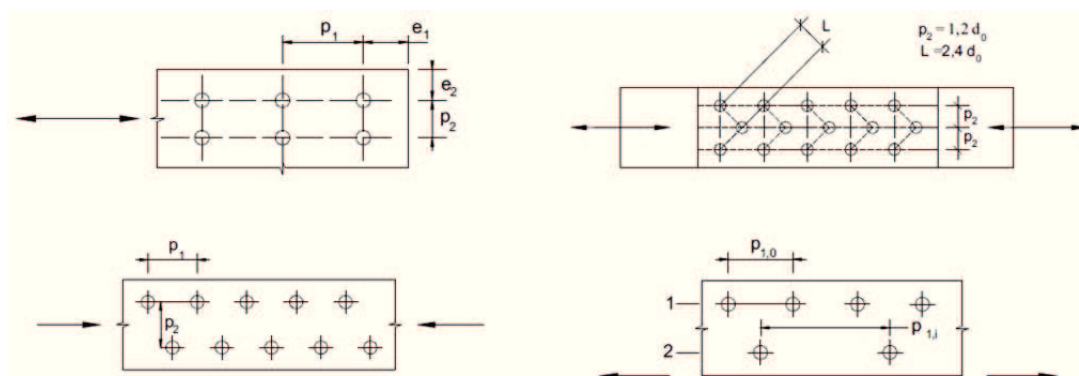
$k = \min\{2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5\}$.

dove f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare il bullone;

d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone;

e_1 è la distanza del foro dal lembo esterno della piastra in direzione parallela all'azione del carico;

e_2 è la distanza del foro dal lembo esterno della piastra in direzione ortogonale all'azione del carico.



Si è quindi verificato che l'azione di taglio agente sul bullone $F_{b,Ed}$, ottenuta dividendo il taglio complessivo sulla piastra di base V_{Ed} per il numero complessivo dei bulloni, fosse minore della resistenza a rifollamento appena determinata secondo la relazione:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

I risultati ottenuti sono di seguito riportati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Rifollamento	Taglio SLU-STR agente a base montante	V_{Ed}	[kN]	42,80	42,80
	Forza di taglio nel tirafondo	$F_{b,Ed}$	[kN]	8,56	8,56
	Diametro tasselli di inghisaggio	d	[mm]	24	24
	Diametro foro nella piastra	d_{foro}	[mm]	40	40
	Distanza inghisaggio dal bordo superiore o inferiore	$d_{ingh-bordo} (e_1)$	[mm]	60	90
	Distanza inghisaggio dal bordo laterale	$d_{ingh-bordo} (e_2)$	[mm]	80	80
	Tensione di rottura dell'inghisaggio	f_{tb}	[N/mm ²]	800	800
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	f_{tk}	[N/mm ²]	430	430
	Coefficiente distanza inghisaggi dal bordo in direzione perpendicolare al carico	k	[-]	2,50	2,50
	Coefficiente distanza inghisaggi dal bordo in direzione parallela al carico	α	[-]	0,50	0,75
	Resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd}$	[kN]	310	464
	Verifica		[%]	2,76%	1,84%

16.2.4 Verifica a taglio-trazione dei bulloni

Le sollecitazioni di sforzo normale e taglio sul singolo bullone sono rispettivamente pari a:

$$F_{t,Ed} = N_{bull} = \sigma_s \cdot A_{res}$$

$$F_{v,Ed} = V_{bull} = \frac{V_{Ed}}{n_{bull}}$$

in cui σ_s è la tensione di trazione nel bullone, da momento flettente M_{Ed} in combinazione SLU;
 A_{res} è l'area resistente del bullone (Tab. C4.2.XX della Circ. 02 Feb. 2009 n° 617);
 V_{Ed} taglio SLU agente alla base del montante;
 n_{bull} numero complessivo dei bulloni presenti nel giunto di base.

La verifica a taglio-trazione dei bulloni è stata effettuata in conformità a quanto descritto nel paragrafo 4.2.8.1.1 delle Norme Tecniche 2008. Vista la presenza combinata di trazione e taglio, è necessario rispettare due limitazioni:

$$\begin{cases} \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \\ \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \end{cases}$$

Dove con $F_{v,Ed}$ e $F_{t,Ed}$ sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e trazione agenti mentre con $F_{v,Rd}$ e $F_{t,Rd}$ rispettivamente le resistenze di taglio e trazione.

La resistenza di calcolo a taglio degli elementi di connessione, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, è stata assunta pari al minimo tra la resistenza a taglio del bullone stesso $F_{v,Rd\ bull}$ e la resistenza di calcolo a rifollamento della piastra $F_{b,Rd}$ precedentemente calcolata. La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni è stata assunta pari a:

$$F_{v,Rd\ bull} = 0.6 \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione è stata assunta pari al minimo tra la resistenza a trazione del bullone stesso $F_{t,Rd\ bull}$ e la resistenza a punzonamento della piastra $B_{p,Rd}$, pari a:

$$F_{t,Rd\ bull} = 0.9 \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$
$$B_{p,Rd} = 0.6 \frac{\pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Dove f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare il bullone;

$\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni;

f_{tk} tensione a rottura della piastra collegata;

t_p è lo spessore della piastra di base;

d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone, a favore di sicurezza si assume pari al diametro del bullone.

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica a taglio-trazione del bullone	Tensione di trazione nel bullone	σ_s	[N/mm ²]	186,75	299,85
	Area resistente di un singolo bullone	A_{res}	[mm ²]	353	353
	Sforzo normale nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	65,92	105,85
	Taglio massimo SLU agente alla base del montante	V_{Ed}	[kN]	42,80	42,80
	Numero di bulloni complessivo	$n_{bulloni}$	[-]	5	5
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	8,56	8,56
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800	800
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[-]	1,25	1,25
	Resistenza a taglio di progetto del bullone	$F_{v,Rd\ bull}$	[kN]	135,55	135,55
	Resistenza di progetto a rifollamento della piastra	$F_{b,Rd}$	[kN]	309,60	464,40
	Resistenza a taglio di progetto dell'unione	$F_{v,Rd}$	[kN]	135,55	135,55
	Resistenza a trazione di progetto del bullone	$F_{t,Rd\ bull}$	[kN]	203,33	203,33
	Diametro tasselli di inghisaggio	d	[mm]	24	24
	Spessore della piastra	t_p	[mm]	30	30
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	f_{tk}	[N/mm ²]	430	430
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	466,87	466,87
	Resistenza a trazione di progetto dell'unione	$F_{t,Rd}$	[kN]	203,33	203,33
	Verifica combinata taglio-trazione	Verifica	[%]	29,47%	43,50%
	Verifica trazione	Verifica	[%]	32,42%	52,06%

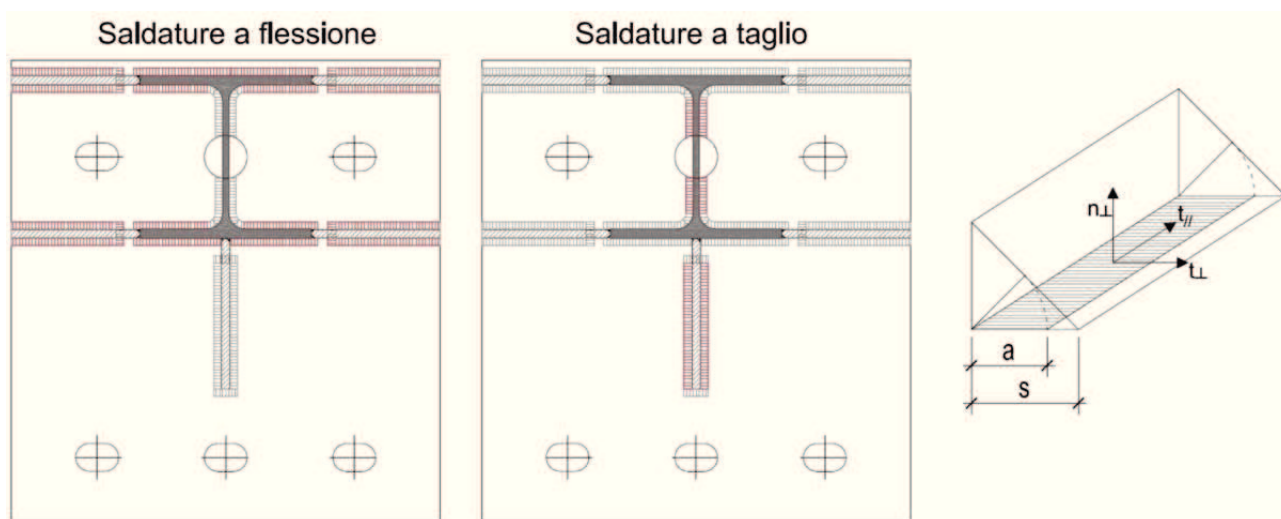
16.2.5 Verifica delle saldature

Si riporta di seguito la verifica delle saldature che connettono il profilo del montante e i fazzoletti di irrigidimento alla piastra di ancoraggio di base. Le saldature sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola pari a $a = s\sqrt{2}/2$, con s spessore del cordone della saldatura.

Le caratteristiche di sollecitazione SLU sono quelle determinate alla base del montante.

A favore di sicurezza, si è considerato che le saldature con sviluppo parallelo alle ali del montante lavorino a flessione, mentre le saldature con sviluppo parallelo all'anima del montante lavorino a taglio. Con questa assunzione, considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra, le prime saranno soggette esclusivamente ad uno sforzo normale perpendicolare all'asse del cordone n_{\perp} , mentre le seconde esclusivamente ad uno sforzo tagliante parallelo all'asse del cordone t_{\parallel} . Per la verifica delle saldature sollecitate a flessione, si verifica quella più lontana dal baricentro del sistema essendo la sezione di saldatura più sollecitata.



Le NTC2008, al paragrafo 4.2.8.2.4, prevedono le verifiche dei cordoni d'angolo tramite il rispetto di due condizioni di seguito riportate:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

con $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento dell'elemento più debole dell'unione;
 β_1 ; β_2 coefficiente funzione della tipologia di acciaio impiegato.

Con le ipotesi illustrate in precedenza, questi due criteri si semplificano poiché ogni cordone è soggetto ad una sola sollecitazione e non ad una combinazione delle azioni. In particolare sarà sufficiente verificare il solo limite $\beta_1 \cdot f_{yk}$, essendo più stringente.

In definitiva, le saldature risulteranno verificate se:

Saldature a flessione	Saldature a taglio
$n_{\perp} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2$	$t_{\parallel} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2$

I cordoni d'angolo soggetti a flessione sono caratterizzati dalle seguenti geometrie e tensioni:

Verifica saldature soggette a flessione	Lunghezza saldatura lato esterno ala montante	$L_{sald\ ala\ est}$	[mm]	160
	Spessore saldatura lato esterno ala montante	$S_{sald\ ala\ est}$	[mm]	7
	Altezza di gola saldatura lato esterno ala montante	$a_{sald\ ala\ est}$	[mm]	5
	Quantità di cordoni di saldatura lato esterno ala montante	$n_{sald\ ala\ est}$	[-]	2
	Area saldatura lato esterno ala montante	$A_{sald\ ala\ est}$	[mm ²]	792
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{sald\ ala\ est}$	[mm]	80
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato esterno ala montante	$J_{sald\ ala\ est}$	[mm ⁴]	5007000
	Lunghezza saldatura lato interno ala montante	$L_{sald\ ala\ int}$	[mm]	62
	Spessore saldatura lato interno ala montante	$S_{sald\ ala\ int}$	[mm]	7
	Altezza di gola saldatura lato interno ala montante	$a_{sald\ ala\ int}$	[mm]	5
	Quantità di cordoni di saldatura lato interno ala montante	$n_{sald\ ala\ int}$	[-]	4
	Area saldatura lato interno ala montante	$A_{sald\ ala\ int}$	[mm ²]	307
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{sald\ ala\ int}$	[mm]	64
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato interno ala montante	$J_{sald\ ala\ int}$	[mm ⁴]	1238061
	Lunghezza saldatura lato esterno fazzoletto	$L_{sald\ fuzz\ est}$	[mm]	120
	Spessore saldatura lato esterno fazzoletto	$S_{sald\ fuzz\ est}$	[mm]	6
	Altezza di gola saldatura lato esterno fazzoletto	$a_{sald\ fuzz\ est}$	[mm]	4
	Quantità di cordoni di saldatura lato esterno fazzoletto	$n_{sald\ fuzz\ est}$	[-]	4
	Area saldatura lato esterno fazzoletto	$A_{sald\ fuzz\ est}$	[mm ²]	509
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{sald\ fuzz\ est}$	[mm]	79
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato esterno fazzoletto	$J_{sald\ fuzz\ est}$	[mm ⁴]	3138069
	Lunghezza saldatura lato interno fazzoletto	$L_{sald\ fuzz\ int}$	[mm]	120
	Spessore saldatura lato interno fazzoletto	$S_{sald\ fuzz\ int}$	[mm]	6
	Altezza di gola saldatura lato interno fazzoletto	$a_{sald\ fuzz\ int}$	[mm]	4
	Quantità di cordoni di saldatura lato interno fazzoletto	$n_{sald\ fuzz\ int}$	[-]	4
	Area saldatura lato interno fazzoletto	$A_{sald\ fuzz\ int}$	[mm ²]	509
	Distanza baricentro saldatura - baricentro montante	$y_{sald\ fuzz\ int}$	[mm]	65
	Momento d'inerzia rispetto baricentro montante saldatura lato interno fazzoletto	$J_{sald\ fuzz\ int}$	[mm ⁴]	2118817
	Momento d'inerzia della saldatura	J_{sald}	[mm ⁴]	35993788
	Distanza baricentro saldatura totale - sezione più lontana	y_{sald}	[mm]	80
	Modulo di resistenza saldatura	W_{sald}	[mm ³]	452752
	Momento alla base	M_{Ed}	[kNm]	64,19
	Sollecitazione normale sulle saldature che lavorano a flessione (// ali)	n_{perp}	[N/mm ²]	141,78
	Tensione ammissibile	σ_{amm}	[N/mm ²]	192,50
	Verifica saldature che lavorano a flessione (// ali)		[%]	73,65%

I cordoni d'angolo soggetti a taglio sono caratterizzati dalle seguenti geometrie e tensioni:

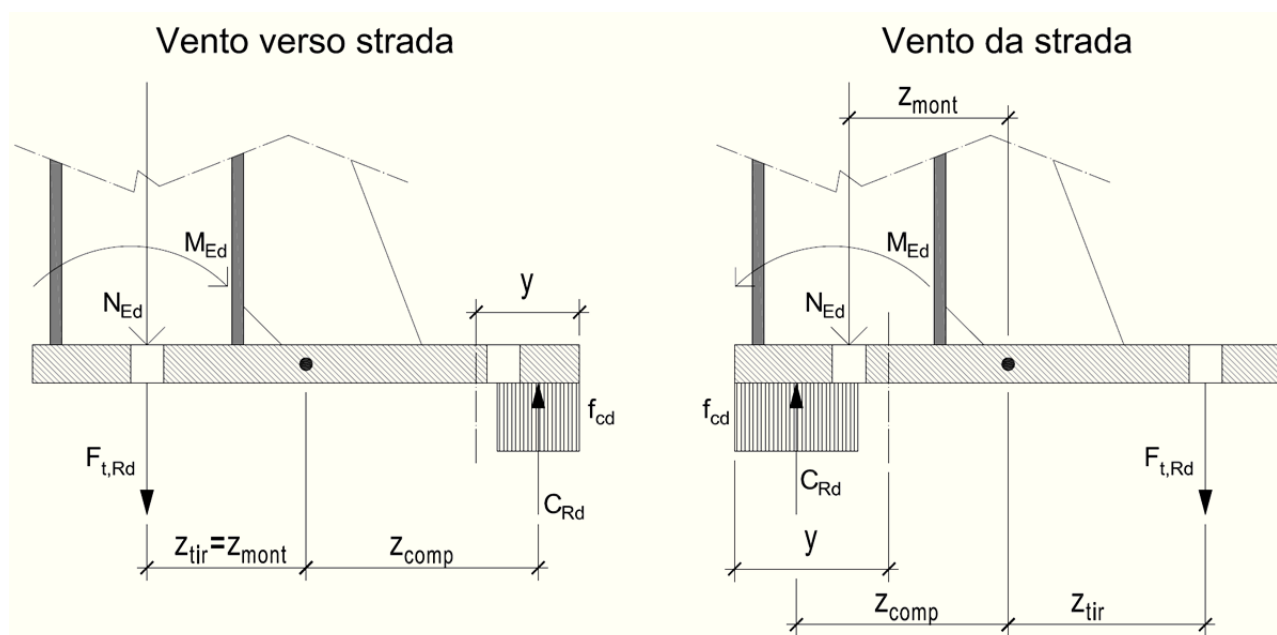
Verifica saldature soggette a taglio	Lunghezza saldatura anima montante	$L_{\text{sald anima}}$	[mm]	32
	Spessore saldatura anima montante	$s_{\text{sald anima}}$	[mm]	7
	Altezza di gola saldatura anima montante	$a_{\text{sald anima}}$	[mm]	5
	Quantità di cordoni di saldatura anima montante	$n_{\text{sald anima}}$	[-]	4
	Area saldatura anima montante	$A_{\text{sald anima}}$	[mm ²]	158
	Lunghezza saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$L_{\text{sald fazz anima}}$	[mm]	140
	Spessore saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$s_{\text{sald fazz anima}}$	[mm]	6
	Altezza di gola saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$a_{\text{sald fazz anima}}$	[mm]	4
	Quantità di cordoni di saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$n_{\text{sald fazz anima}}$	[-]	2
	Area saldatura fazzoletto parallelo all'anima	$A_{\text{sald fazz anima}}$	[mm ²]	594
	Area a taglio della saldatura	Av_{sald}	[mm ²]	1822
	Taglio alla base	V_{Ed}	[kN]	42,80
	Sollecitazione tagliante parallela sulle saldature che lavorano a taglio (// anima)	t_{par}	[N/mm ²]	23,49
	Tensione ammissibile	σ_{amm}	[N/mm ²]	192,50
	Verifica saldature che lavorano a taglio (// anima)		[%]	12,20%

Essendo rispettate le due condizioni, si considerano verificati i cordoni di saldatura.

16.2.6 Verifica della sezione in C.A. al di sotto della piastra di base

Definite la componente normale N_{Ed} e flessionale M_{Ed} derivanti dalla combinazione dei carichi SLU-STR, si esegue la verifica a presso-flessione della sezione in calcestruzzo.

I valori resistenti dello sforzo normale C_{Rd} e del momento M_{Rd} sono determinati considerando il diagramma delle tensioni semplificato "stress-block".



La resistenza degli inghisaggi $F_{t,Rd}$ è pari a:

$$F_{t,Rd} = n_{\text{tirafondi tesi}} \cdot f_{d,N} \cdot A_{res} = n_{\text{tirafondi tesi}} \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Per l'equilibrio alla traslazione, la risultante C_{Rd} delle compressioni deve essere pari a:

$$C_{Rd} = N_{Ed} + F_{t,Rd}$$

Tale risultante è equilibrata dagli sforzi di compressione nel calcestruzzo agenti su un'altezza $0.8y$, dove y è l'asse neutro, pari a:

$$y = \frac{C_{Rd}}{0.8 \cdot B \cdot f_{cd}}$$

Dall'equilibrio alla rotazione intorno al baricentro della piastra si ricava il momento resistente:

$$M_{Rd} = C_{Rd} \cdot z_{comp} + F_{t,Rd} \cdot z_{tir} - N_{Ed} \cdot z_{mont}$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, M_{Rd} dovrà risultare superiore al momento agente M_{Ed} , ovvero:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Il valore di sforzo normale N_{Ed} agente alla base del montante è funzione dell'altezza della barriera, pertanto nelle verifiche si è assunto il valore maggiore. Tali sollecitazioni (presentate anche nella tabella ad inizio capitolo) sono riportate nella tabella seguente.

Altezza H [m]	Peso a metro longitudinale [kN/m]	Peso [kN]	$N_{Ed\ SLU}$ [kN]
3,00	1,85	4,16	5,41
4,00	1,95	4,39	5,71
5,00	2,07	4,66	6,06

Considerando un calcestruzzo C28/35 ($f_{cd} = 15.87\text{ N/mm}^2$), si ottengono i seguenti risultati:

				Vento da strada	Vento vs strada
Verifica sezione in C.A. sotto piastra	Moment flettente alla base del montante STR-SLU	M_{Ed}	[kNm]	64,19	64,19
	Sforzo normale alla base del montante STR-SLU	N_{Ed}	[kN]	6,05	6,05
	Numero di tasselli tesi	$n_{tasselli\ tesi}$	[-]	3	2
	Area di un singolo tassello di inghisaggio	A_s	[mm ²]	353	353
	Tensione di rottura del tassello	f_{tb}	[N/mm ²]	800	800
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[-]	1,25	1,25
	Resistenza a trazione di progetto gruppo di tasselli tesi	$F_{t,Rd}$	[kN]	609,98	407
	Risultante compressione	C_{Rd}	[kN]	616,04	413
	Base piastra	B	[mm]	400	400
	Resistenza cilindrica di progetto a compressione cls	f_{cd}	[N/mm ²]	15,87	15,87
	Posizione asse neutro (stress-block)	y	[mm]	121,31	81,27
	Distanza tasselli tesi da baricentro piastra	z_{tir}	[mm]	155	125
	Distanza risultante compressione da baricentro piastra	z_{comp}	[mm]	166	182
	Distanza asse montante da baricentro piastra	z_{mont}	[mm]	125	125
	Momento resistente	M_{res}	[kNm]	196,35	125,39
	Verifica		[%]	32,69%	51,19%

Da questi risultati si considera verificata la sezione di calcestruzzo compressa sottostante la piastra di collegamento per valori di classe di calcestruzzo pari o superiore a C28/35.

16.3 DETERMINAZIONE DELLA COPPIA DI SERRAGGIO E DELLA FORZA DI PRETIRO

Il valore della coppia di serraggio da applicare ai bulloni in fase di montaggio viene definito in maniera tale da evitare che, in condizioni di esercizio, i bulloni siano soggetti a sforzi di trazione.

Applicando un momento flettente alla base del montante pari a $M_{Ed} = p_{max,pl} \cdot i \cdot H^2 / 2 = 42.80 \text{ kNm}$ (momento massimo in combinazione rara), si determina la tensione di trazione nei tasselli di inghisaggio σ_s .

La posizione dell'asse neutro x , la tensione di compressione massima sul basamento in c.a. $\sigma_{c,max}$ e di trazione nel bullone σ_s , sono valutabili applicando il metodo n ad una sezione rettangolare con armatura semplice (a favore di sicurezza si trascurano i tasselli compressi) tramite le seguenti formule:

$$x = \frac{n A_{res}}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 B d}{n A_{res}}} \right)$$

$$\sigma_{c,max} = \frac{2 M_{Ed}}{x B \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad \sigma_s = n \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Conseguentemente, lo sforzo normale di trazione nel bullone risulta pari a :

$$N_{bull} = \sigma_s \cdot A_{res}$$

			Vento da strada	Vento vs strada
Numero di tasselli di inghisaggio tesi	$n_{tasselli\ tesi}$	[-]	3	2
Area resistente di un singolo bullone	A_{res}	[mm ²]	353	353
Area totale bulloni tesi	$A_{s_{tot}}$	[mm ²]	1059	706
Base piastra	B	[mm]	400	400
Altezza piastra	H	[mm]	430	430
Distanza tasselli tesi dal bordo teso	e	[mm]	60	90
Altezza utile piastra	d	[mm]	370	340
Coefficiente di omogenizzazione	n	[-]	15	15
Asse neutro	x	[mm]	136,25	110,29
Momento flettente SLE-RARA	M_{Ed}	[kNm]	42,80	42,80
Tensione massima di compressione nel cls	$\sigma_{c, max}$	[N/mm ²]	-4,84	-6,40
Tensione di trazione nel tassello	σ_s	[N/mm ²]	124,50	199,90
Sforzo normale nel bullone	N_{bull}	[kN]	43,95	70,56

La coppia di serraggio da applicare $M_{p,c}$ (e conseguentemente la forza di pretiro $F_{p,c}$ e la tensione di pretiro $\sigma_{p,c}$) e di progetto $M_{p,cd}$ (e la relativa forza di pretiro di progetto $F_{p,cd}$ e la tensione di pretiro di progetto $\sigma_{p,cd}$) sono determinate seguendo il paragrafo 4.2.8.1.1 delle NTC 2008 e della Circolare Esplicativa. In particolare si ha:

	Grandezza da applicare massima	Grandezza di calcolo massima
Forza di precarico	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}$	$F_{p,cd} = 0.7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$
Tensione di precarico	$\sigma_{p,c} = \frac{F_{p,c}}{A_{res}} = 0.7 \cdot f_{tb}$	$\sigma_{p,cd} = \frac{F_{p,cd}}{A_{res}} = 0.7 \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M7}}$
Coppia di serraggio	$M_{p,c} = k \cdot \emptyset \cdot F_{p,c}$	$M_{p,cd} = k \cdot \emptyset \cdot F_{p,cd}$

in cui $A_{res} = 353 \text{ mm}^2$ è l'area resistente del bullone (Tab. C4.2.XX della Circ. 02 Feb. 2009 n° 617);

$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare il bullone;

$\gamma_{M7} = 1.10$, coefficiente di sicurezza per il precarico dei bulloni ad alta resistenza;

$\varnothing = 24 \text{ mm}$ è il diametro del bullone;

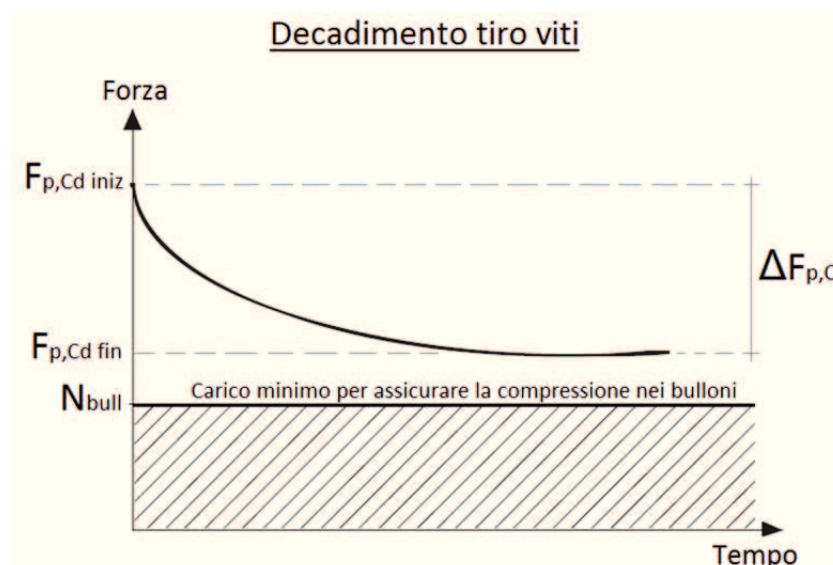
$k = 0.16$, fattore per la determinazione del momento di serraggio.

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di applicare un momento pari ad una percentuale della massima azione definita da Normativa. Tale percentuale viene determinata in maniera da ottenere una forza di precarico simile allo sforzo di tensione nei bulloni per evitare che questi vadano in trazione in condizioni di esercizio (ovvero $F_{p,cd} \cong N_{bull} = 70.56 \text{ kN}$). A valle di queste considerazioni, è necessario un momento di serraggio pari al 40% della massima coppia da Normativa.

$$F_{p,cd} = \rho \left(0.7 \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \right) \cong N_{bull} \rightarrow \rho \cong \frac{N_{bull} \cdot \gamma_{M7}}{0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}} = 40\%$$

Forza di precarico e coppia di serraggio	Percentuale coppia di serraggio rispetto alla massima	ρ	[%]	40%
	Tensione di pretiro di progetto	$\sigma_{p,cd}$	[N/mm ²]	204
	Forza di pretiro di progetto	$F_{p,cd}$	[kN]	72
	Coppia di serraggio di progetto	$M_{p,cd}$	[Nm]	276
	Tensione di pretiro applicata	$\sigma_{p,c}$	[N/mm ²]	224
	Forza di pretiro applicata	$F_{p,c}$	[kN]	79
	Coppia di serraggio applicata	$M_{p,c}$	[Nm]	304

Al fine però di considerare le cadute di tensione differite nel tempo (si considera un decadimento "fisiologico" del precarico $\Delta F_{p,c}$ pari al 10% del tiro iniziale), **la coppia di serraggio da applicare in fase di installazione è pari al 45% del massimo valore previsto dalla Normativa.**



$$F_{p,Cd\,iniz} = \rho_{iniz} \left(0.7 \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \right); \quad F_{p,Cd\,fin} \cong N_{bull}$$

$$F_{p,Cd\,fin} = F_{p,Cd\,iniz} - \Delta F_{p,C} = F_{p,Cd\,iniz} - 0.1 F_{p,Cd\,iniz} = 0.9 F_{p,Cd\,iniz} \rightarrow F_{p,Cd\,iniz} = \frac{F_{p,Cd\,fin}}{0.9}$$

$$\rho_{iniz} \left(0.7 \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \right) \cong \frac{N_{bull}}{0.9} \rightarrow \rho_{iniz} \cong \frac{N_{bull} \cdot \gamma_{M7}}{0.9 \cdot 0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}} = 45\%$$

Forza di precarico e coppia di serraggio	Percentuale coppia di serraggio rispetto alla massima	ρ	[%]	45%
	Tensione di pretiro applicata	$\sigma_{p,c}$	[N/mm ²]	252
	Forza di pretiro applicata	$F_{p,c}$	[kN]	89
	Coppia di serraggio applicata	$M_{p,c}$	[Nm]	342

In questo modo, applicando in fase d'installazione una coppia di serraggio $M_{p,c} = 342 \text{ Nm}$ (pari al 45% della massima coppia da Normativa), è possibile garantire, a cadute di tensione avvenute, una forza di precarico di progetto $F_{p,Cd\,fin} = 72 \text{ kN}$ pari alla massima tensione sui bulloni in condizioni di esercizio.

In fase di monitoraggio e manutenzione dell'opera si dovrà quindi verificare che il serraggio dei bulloni sia superiore al 40% della coppia massima ($M_{p,c} = 304 \text{ Nm}$), altrimenti sarà necessario procedere al riserraggio.

16.4 VERIFICA DEGLI INTERVENTI

Famiglia	$p_{montante}$	$p_{max\,res}$	Verifica	$p_{max\,def}$	Condizione
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[%]	[kN/m ²]	[-]
3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10	1,263	4,230	29,87%	4,700	Verificata allo SLU e alla deformabilità
5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5	1,186	1,520	78,04%	0,850	Verificata allo SLU

17. METODO DI VERIFICA DEGLI ANCORANTI METALLICI CHIMICI

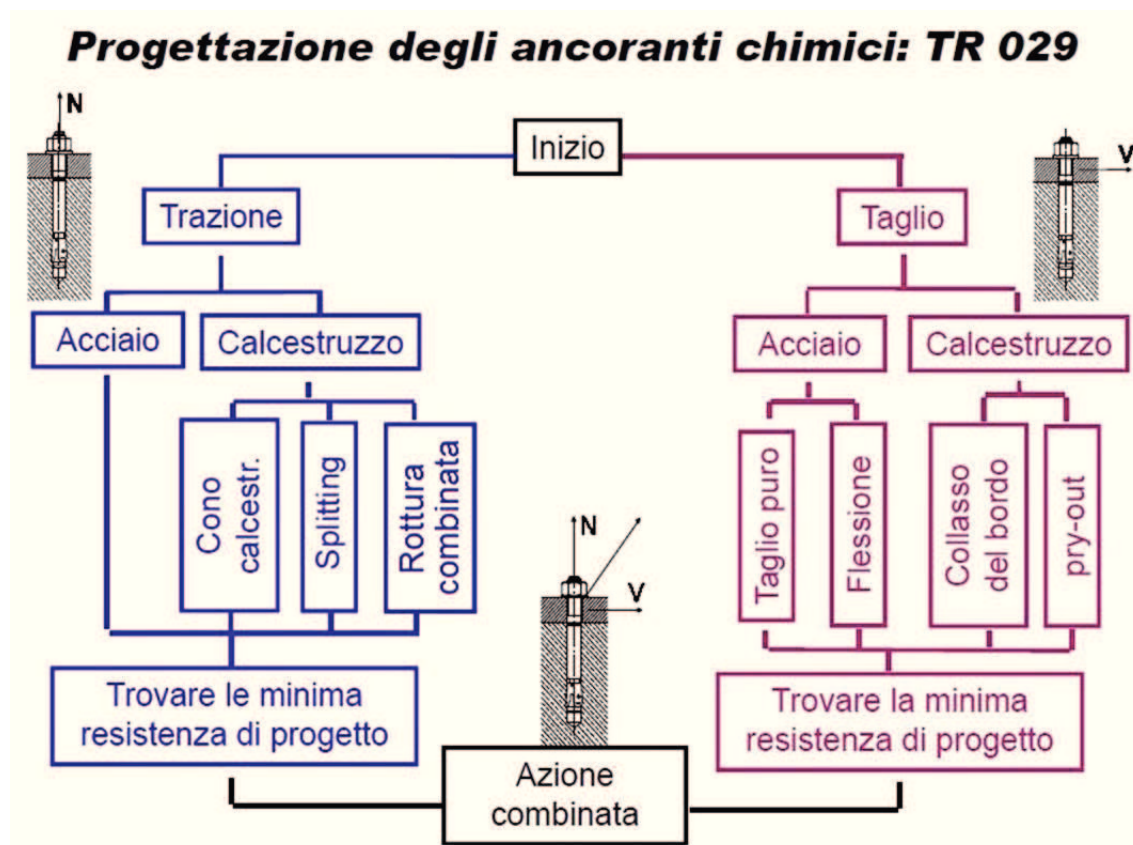
Le verifiche dell'ancoraggio metallico post-installato (costituito da barre filettate e resina chimica) saranno condotte in base a quanto riportato nella Normativa tecnica valida per ancoranti singoli e per gruppi di ancoranti.

In particolare si fa riferimento alle Norme:

- **ETAG No. 001 - Allegato C [Agosto 2010]:** "Linea guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - Progettazione di ancoranti";
- **EOTA TECHNICAL REPORT TR 029 [Settembre 2010]:** "Metodo di progettazione di ancoranti chimici".

Si rimanda a tale Normativa per la descrizione delle specifiche voci non definite nel presente documento.

Occorre dimostrare che la relazione $R_d \geq S_d$ sia soddisfatta per tutte le direzioni di carico (trazione, taglio) così come tutti i tipi di cedimento (rottura dell'acciaio, sfilamento e rottura del calcestruzzo, ecc). Inoltre nel caso di compresenza di azioni taglianti e di trazione, è necessario verificare la resistenza a carico combinato. Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura.



17.1 RESISTENZA AI CARICHI DI TRAZIONE

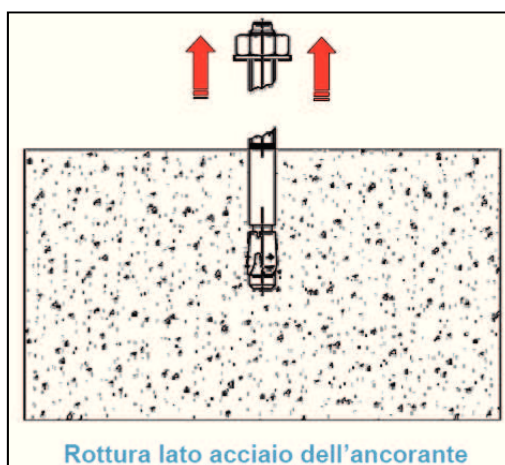
occorre considerare:

		Single fastener	Fastener group ¹⁾	
			most loaded fastener	fastener group
1	Steel failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms,s}$	
2	Combined pull-out and concrete failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
3	Concrete cone failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
4	Splitting failure	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

1) Verification is performed only for the fasteners of a group loaded in tension.

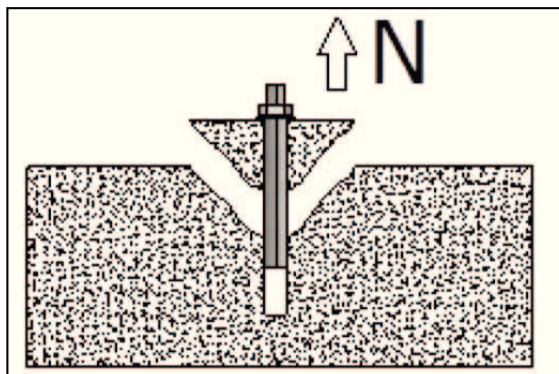
in cui:

17.1.1 Rottura dell'acciaio



$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

17.1.2 Rottura combinata sfilamento e rottura conica



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{ec,Np} \cdot \psi_{re,Np} \quad [N]$$

dove:

- valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad [N]$$

$$\tau_{Rk} \text{ [N/mm}^2\text{]; } h_{ef} \text{ and } d \text{ [mm]}$$

- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:

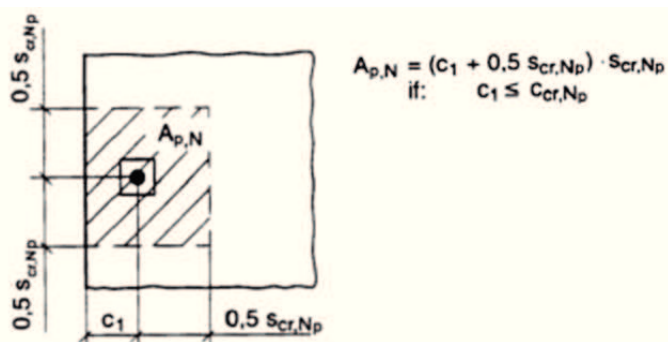
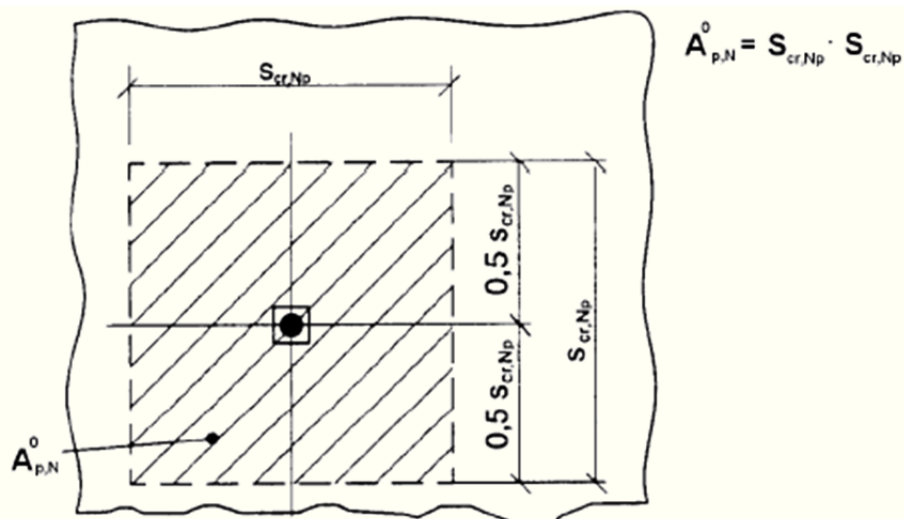
$$\begin{aligned} A_{p,N}^0 &= \text{influence area of an individual anchor with large spacing and edge distance at the concrete surface, idealizing the concrete cone as a pyramid with a base length equal to } s_{cr,Np} \text{ (see Figure 5.1).} \\ &= s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} \quad (5.2b) \\ A_{p,N} &= \text{actual area; it is limited by overlapping areas of adjoining anchors (} s \leq s_{cr,Np} \text{) as well as by edges of the concrete member (} c \leq c_{cr,Np} \text{). Examples for the calculation of } A_{p,N} \text{ are given in Figure 5.2.} \end{aligned}$$

with

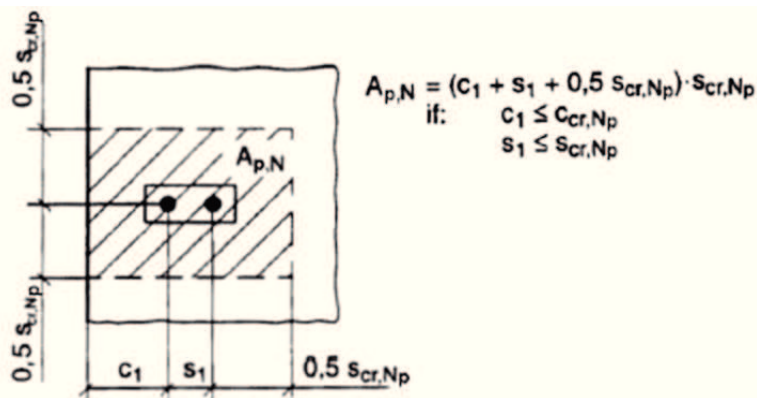
$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad [mm] \quad (5.2c)$$

$$\text{with } \tau_{Rk,ucr} \text{ for C20/25 [N/mm}^2\text{]; } d \text{ [mm]}$$

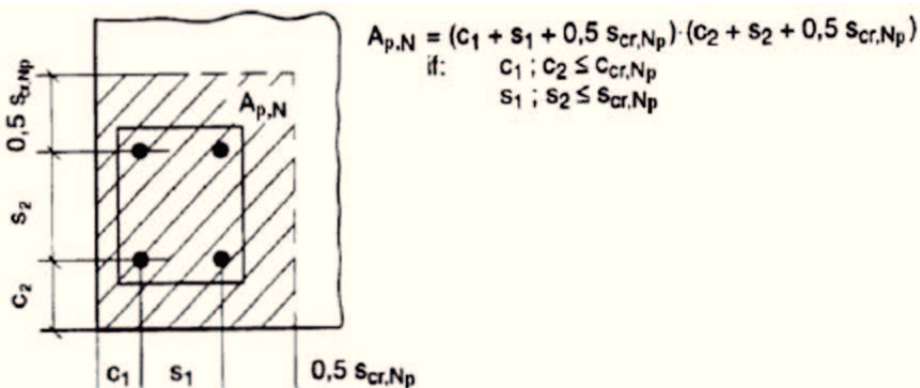
$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \quad [mm] \quad (5.2d)$$



a) individual anchor at the edge of concrete member



b) group of two anchors at the edge of concrete member



c) group of four anchors at a corner of concrete member

- coefficienti ψ :

$$\psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{s,Np} = \psi_{s,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0.5} \cdot (\psi_{s,Np}^0 - 1) \geq 1.0 \quad (5.2f)$$

s = spacing, in case of anchor groups with $s_1 \neq s_2$ the mean value of all spacings s_1 and s_2 should be taken

with

$$\psi_{s,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1.5} \geq 1.0 \quad (5.2g)$$

n = number of anchors in a group

τ_{Rk} and $f_{ck,cube}$ [N/mm²]; h_{ef} and d [mm]

τ_{Rk} characteristic bond resistance, depending on the concrete strength class is taken from the relevant ETA:

k = 2.3 (for applications in cracked concrete)

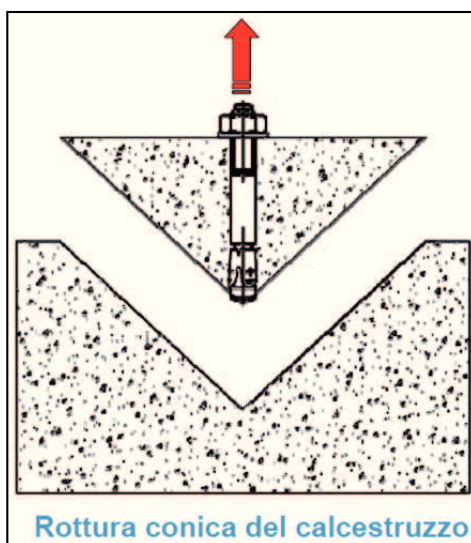
k = 3.2 (for applications in non-cracked concrete)

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

17.1.3 Rottura conica del calcestruzzo



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot [N]$$

- valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

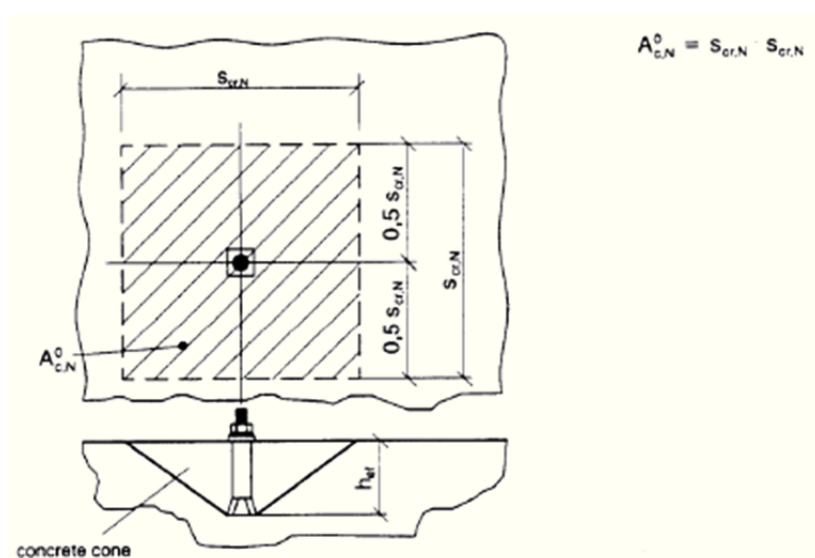
$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad [N]$$

$f_{ck,cube} [N/mm^2]; h_{ef} [mm]$

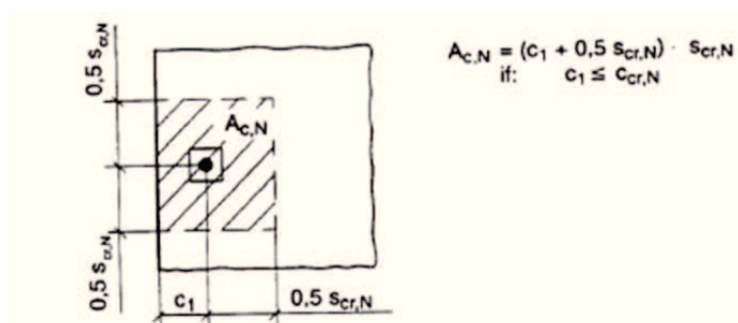
$k_1 = 7.2$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 10.1$ for applications in non-cracked concrete

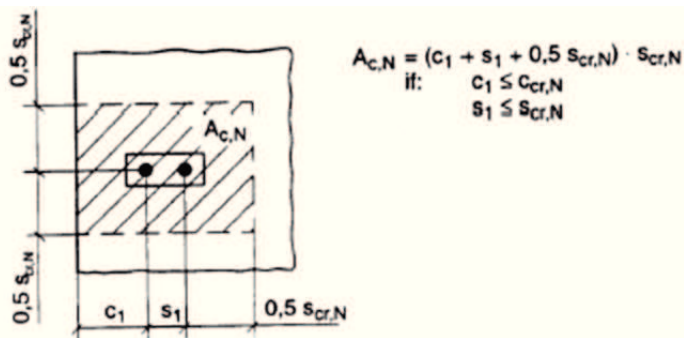
- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:



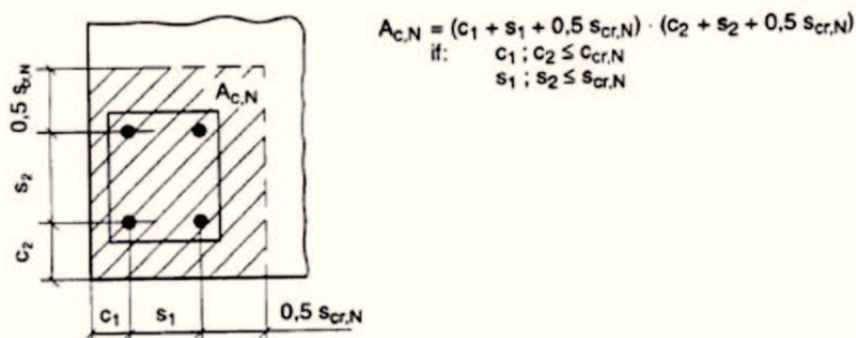
Idealized concrete cone and area $A_{c,N}^0$ of concrete cone of an individual anchor



a) individual anchor at the edge of concrete member



b) group of two anchors at the edge of concrete member



c) group of four anchors at a corner of concrete member

Examples of actual areas $A_{c,N}$ of the idealized concrete cones for different arrangements of anchors in the case of axial tension load

- coefficienti ψ :

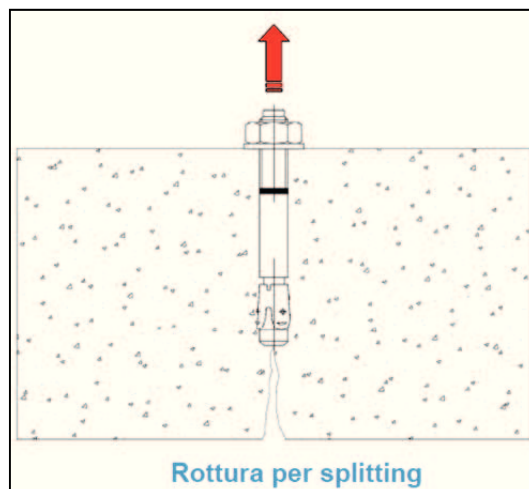
$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

$h_{ef} [\text{mm}]$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$$

17.1.4 Rottura per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (splitting)



$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

con i coefficienti visti in precedenza tranne:

$\psi_{h,sp}$ = factor to account for the influence of the actual member depth, h , on the splitting resistance for anchors according to current experience

$$= \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \quad (5.4a)$$

with

$$1 \leq \psi_{h,sp} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3} \quad (5.4b).$$

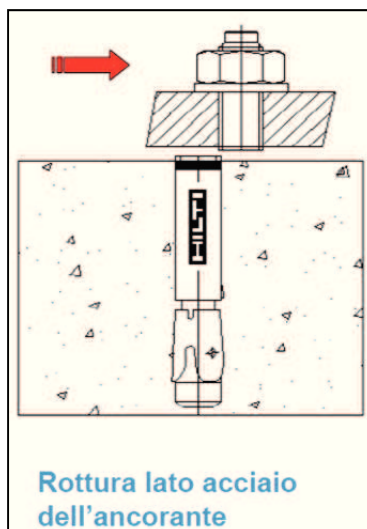
17.2 RESISTENZA AI CARICHI DI TAGLIO

occorre considerare:

	Single fastener	Fastener groups	
		most loaded fastener	fastener group
Steel failure with or without lever arm	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
Concrete edge failure	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
Concrete pry-out failure	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$

in cui:

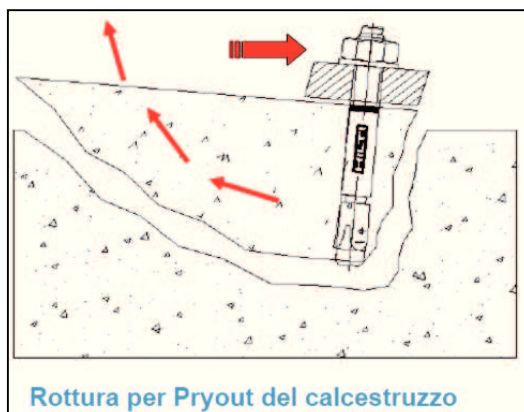
17.2.1 Rottura per taglio dell'acciaio, senza braccio di leva



(questo è il caso che verrà considerato nel calcolo, quindi non verrà considerata la rottura per taglio con braccio di leva)

$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

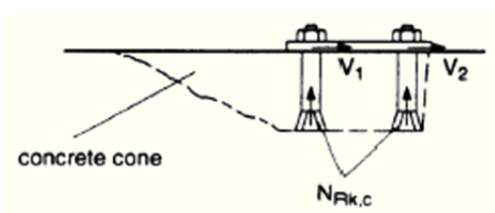
17.2.2 Rottura per strappo del calcestruzzo (pryout)



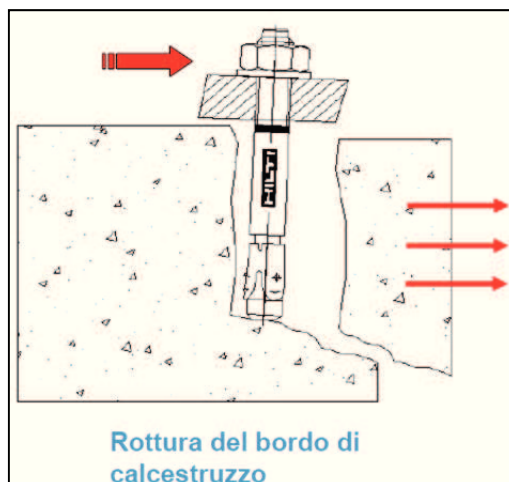
$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c}$$

where k = factor to be taken from the relevant ETA



17.2.3 Rottura del bordo del calcestruzzo



Concrete edge failure need not to be verified for groups with not more than 4 anchors when the edge distance in all directions is $c > 10 h_{ef}$ and $c > 60 d$.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad [N]$$

dove:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5} \quad [N]$$

d, h_{ef}, c_1 [mm]; $f_{ck,cube}$ [N/mm²]

with

$k_1 = 1.7$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 2.4$ for applications in non-cracked concrete

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0.5}$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0.2}$$

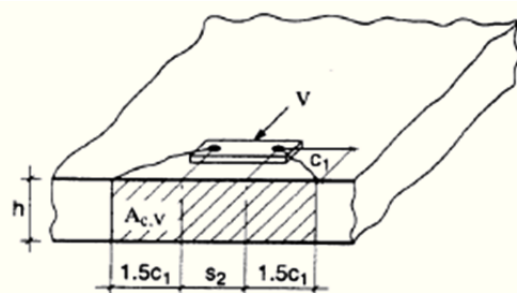
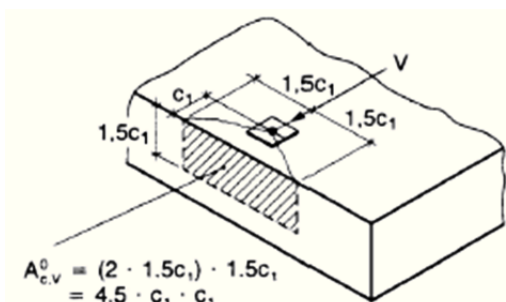
- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:

where:

$A_{c,V}^0$ = area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges parallel to the assumed loading direction, member thickness or adjacent anchors, assuming the shape of the fracture area as a half pyramid with a height equal to c_1 and a base-length of $1.5 c_1$ and $3 c_1$ (Figure 5.6).

$$= 4,5 c_1^2 \quad (5.8d)$$

$A_{c,V}$ = actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface. It is limited by the overlapping concrete cones of adjoining anchors ($s \leq 3 c_1$) as well as by edges parallel to the assumed loading direction ($c_2 \leq 1.5 c_1$) and by member thickness ($h \leq 1.5 c_1$). Examples for calculation of $A_{c,V}$ are given in Figure 5.7.

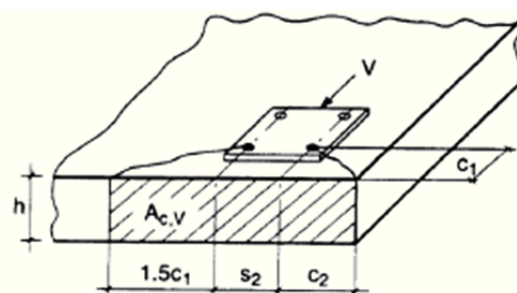


$$A_{c,v} = (2 \cdot 1.5c_1 + s_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

b) group of anchors at an edge in a thin concrete member



$$A_{c,v} = (1.5c_1 + s_2 + c_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

c) group of anchors at a corner in a thin concrete member

Examples of actual areas of the idealized concrete cones for different anchor arrangements under shear loading

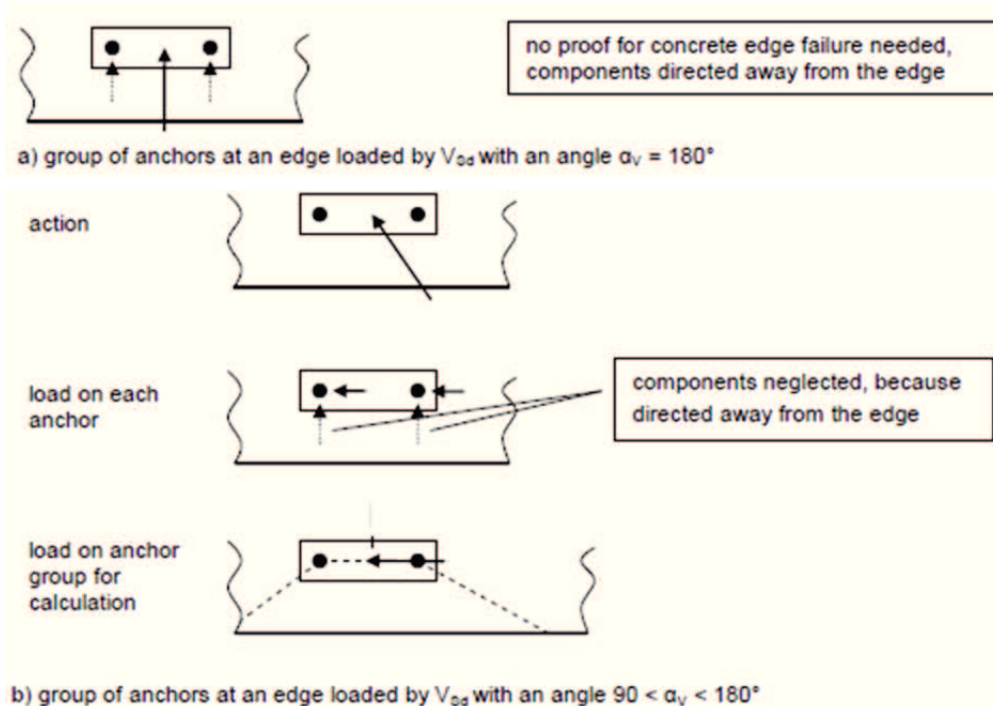
- coefficienti ψ :

$$\psi_{s,v} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} \leq 1$$

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1.5c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1$$

$$\psi_{\alpha,v} = \frac{1}{\sqrt{(\cos \alpha_v)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_v}{2.5} \right)^2}} \geq 1.0$$

The maximum value α_v to be inserted in equation (5.8g) is limited to 90° .



$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e_r / (3c_1)} \leq 1$$

The factor $\psi_{re,V}$ takes account of the effect of the type of reinforcement used in cracked concrete.

$\psi_{re,V} = 1.0$	anchorage in non-cracked concrete and anchorage in cracked concrete without edge reinforcement
$\psi_{re,V} = 1.2$	anchorage in cracked concrete with straight edge reinforcement ($\geq \varnothing 12$ mm)
$\psi_{re,V} = 1.4$	anchorage in cracked concrete with edge reinforcement and closely spaced stirrups ($a \leq 100$ mm)

17.3 RESISTENZA AI CARICHI COMBINATI DI TRAZIONE E TAGLIO

In caso di combinazione dei carichi di trazione e di taglio, cioè con carichi inclinati di un certo angolo rispetto all'asse dell'ancoraggio, la verifica di progetto può essere svolta con due metodi differenti di combinazione.

Secondo il primo metodo, il cui risultato è generalmente a favore di sicurezza, è necessario verificare le condizioni:

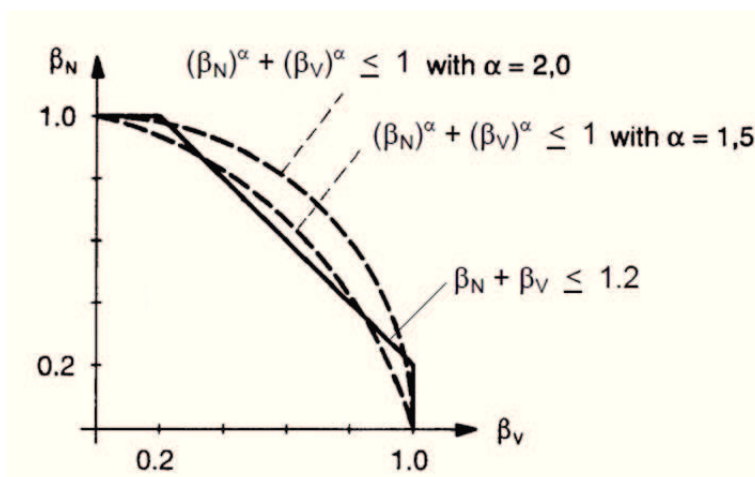
$$\begin{cases} \beta_N \leq 1 \\ \beta_V \leq 1 \\ \beta_N + \beta_V \leq 1.2 \end{cases}$$

Tramite il secondo metodo, è necessario verificare la condizione:

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1$$

In cui α è pari a 2 per il collasso dell'acciaio (ovvero β_N e β_V sono associati alla crisi lato acciaio) e 1.5 per tutti gli altri tipi di collasso.

In entrambi i metodi, β_N e β_V rappresentano il massimo rapporto tra azione di progetto e resistenza di progetto per carichi a trazione e taglio rispettivamente, ovvero $\beta_N = N_{Ed}/N_{Rd}$ e $\beta_V = V_{Ed}/V_{Rd}$.

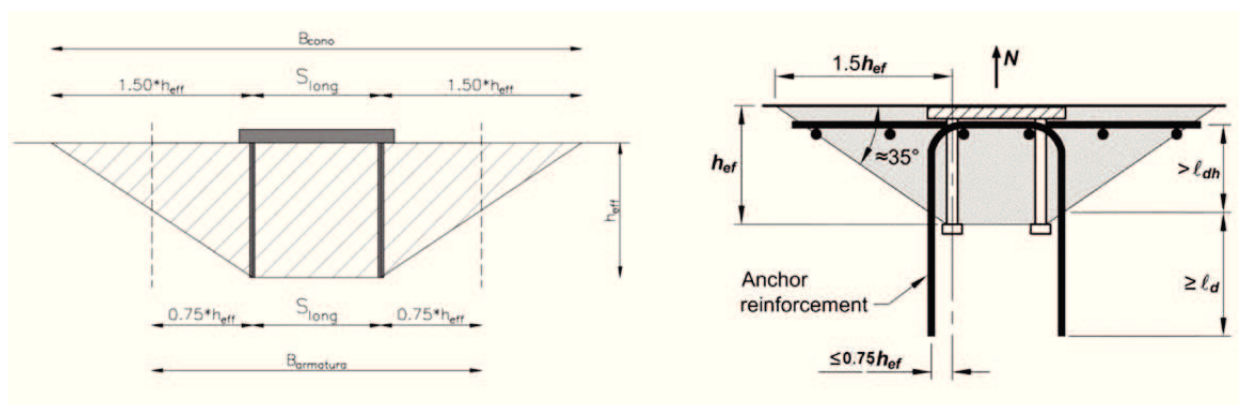


17.4 VERIFICHE NON SODDISFATTE E CALCOLO ARMATURA AGGIUNTIVA

17.4.1 Verifica a rottura conica per azioni assiali non soddisfatta

Si affida la forza di trazione agente sul gruppo di ancoranti alle barre integrative che verranno disposte all'interno del cono di rottura del singolo ancoraggio o del gruppo di ancoraggi.

L'armatura integrativa deve essere contenuta fino ad una distanza dall'ancoraggio $d \leq 0.75h_{eff}$.



Il diametro delle nuove barre integrative non dovrà essere superiore a $\phi 16$ e la lunghezza minima di ancoraggio dovrà essere non inferiore a 10 volte il diametro della barra stessa.

L'ancoraggio di tali barre si considera efficace per il tratto posto al di fuori della superficie che si sviluppa con la rottura conica del gruppo di tirafondi tesi.

Per determinare la forza trasmessa dalle armature integrative alla struttura di supporto in calcestruzzo, utilizziamo la teoria dell'aderenza acciaio-calcestruzzo riportata nella UNI CEN/TS 1992-4-2:2009_Cap. 6.2.9:

The design resistance $N_{Rd,a}$ of the supplementary reinforcement of one fastener is given by

$$N_{Rd,a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha} \quad (29)$$

with

l_1 = anchorage length of the supplementary reinforcement in the assumed failure cone (see Figure 2)

$\geq l_{b,min} = 4 \cdot d_s$ (anchorage with bends, hooks or loops)

$\geq 10 \cdot d_s$ (anchorage with straight bars with or without welded transverse bars)

$l_{b,min}$ = minimum anchorage length

d_s = diameter of the reinforcement bar

f_{bd} = design bond strength according to EN 1992-1-1, taking into account the concrete cover of the supplementary reinforcement

α = influencing factor, according to EN 1992-1-1
= 0,7 for hooked bars

n = number of legs of the supplementary reinforcement effective for one fastener

In presenza di ancorante chimico, che presenta tensioni di adesione maggiori di quelle di un calcestruzzo gettato in opera, in base a dati sperimentali, è possibile scrivere la formula precedente nel seguente modo:

$$l_{bd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \alpha_2 \rightarrow l_{bd} = l_{base,d} \cdot \alpha_2;$$

con:

ϕ = diametro della barra;

σ_{sd} = tensione della barra (nel nostro caso $\sigma_{sd} = f_y/\gamma_s$ con $\gamma_s=1$ urto, $\gamma_s=1.15$ vento);

α_2 = fattore pari a:

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{c_d - \phi}{\phi} \quad \text{con}$$

c_d = minimo tra i copriferri e metà della distanza tra le barre.

Pertanto la lunghezza di ancoraggio (l_{bd}) potrebbe essere definita come la lunghezza di base ($l_{base,d}$) ridotta del coefficiente α_2 .

Pertanto è possibile considerare:

$$\frac{f_{bd}}{\alpha_2} = \tau_{rk} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{l_{bd}}$$

17.4.2 Verifica splitting per azioni assiali non soddisfatta

Se il carico caratteristico di trazione N_{sk} agente sul tassello è maggiore di 30kN ed il tassello è posto in zona tesa, le forze di fessurazione (splitting) dovranno essere affidate ad armatura di rinforzo. Indicativamente, in accordo all'attuale esperienza il rapporto tra la forza di fessurazione caratteristica $F_{sp,k}$ ed il carico caratteristico di trazione N_{sk} dovrà essere il seguente:

$$F_{sp,k} = 0.5N_{sk} \quad \text{per ancoranti chimici}$$

In presenza di urto si assume come coefficiente di sicurezza per i carichi $\gamma_L = 1.0$

$$N_{gsk} = \gamma_L * N_{gsd} = 194.79 \text{ kN}$$

$$F_{g,sp,d} = 0.5 * N_{gsk} = 97.39 \text{ kN}$$

Considerando una tensione di snervamento delle barre pari a:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1 = 450 \text{ MPa}$$

dovrà essere presente in ciascuna delle due direzioni orizzontali la seguente area di acciaio:

$$A_a = 97390\text{N}/450 = 216.50 \text{ mm}^2$$

Nella direzione longitudinale, in prossimità dei tasselli tesi dovranno essere inserite due barre $\phi 12$ longitudinali integrative $A_a = 226 \text{ mm}^2$.

$A_{a \text{ tot long}} = 226 \text{ mm}^2 > 216.5 \text{ mm}^2 \rightarrow$ verifica a frantumazione superficiale sotto carico soddisfatta

17.4.3 Verifica rottura del bordo del calcestruzzo per azioni taglienti non soddisfatta

Si affida la resistenza alla rottura del bordo di cls alle armature aggiuntive.

Si riportano le immagini del sistema di rottura per taglio definito nelle norme ACI 318.

CODE

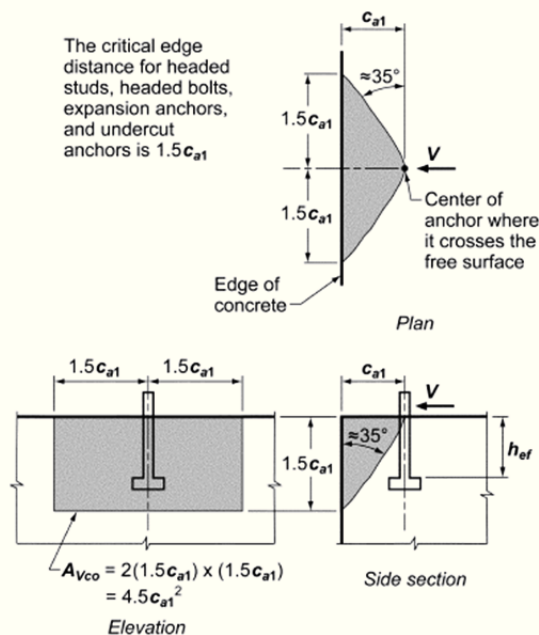
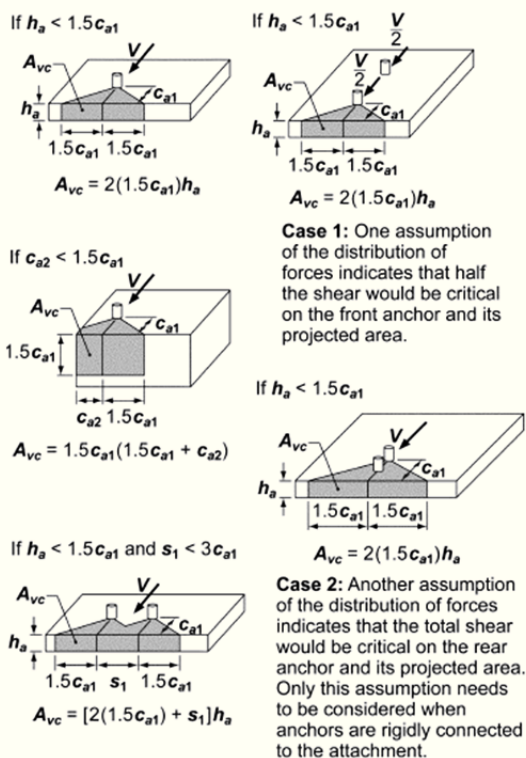


Fig. RD.6.2.1(a)—Calculation of A_{vco} .

COMMENTARY



18. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLE BARRIERE INTEGRATE (CORDOLO SU OPERA)

Le verifiche dell'ancoraggio metallico post-installato (costituito da barre filettate e resina chimica) per le barriere integrate saranno condotte in base al metodo descritto nel relativo capitolo.

18.1 IPOTESI DI CALCOLO

18.1.1 Ancorante chimico (resine per tasselli)

Per i tasselli delle barriere **integrate** si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 18 \text{ MPa}$.

Si considera un ancorante con resina chimica vinilestere di tipo **HIT-HY 200-A** (resina ibrida uretano metacrilato con cemento) e barra filettata **HIT-V**, o equivalente.

18.1.2 Calcestruzzo

Nelle verifiche di seguito riportate si utilizza l'ipotesi di **calcestruzzo non fessurato**.

I tasselli, non essendo completamente immersi nel nuovo getto di calcestruzzo (C32/40), verranno calcolati, a favore di sicurezza, come se fossero immersi nel calcestruzzo esistente ridotto di un fattore di confidenza pari a **FC=1.35** corrispondente ad un livello di conoscenza "**LC1 – Conoscenza limitata**".

Opera	Intervento	Classe cls esistente
Sottovia km 586+620 (via Artena)	1Ne-2Sd	C25/30
Sottovia km 585+310 (via Colle Favetto)	1Sa_2	C25/30

18.1.3 Coefficienti parziali dei materiali

I coefficienti parziali dei materiali per le combinazioni ECC (combinazione dovuta all'urto) sono posti pari a **1.00** come previsto dalle NTC2008.

4.1.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

I coefficienti parziali dei materiali per le combinazioni STR ed ECC sono di seguito riportati:

Caso	URTO	VENTO	
Stato limite	ECC	STR	
Coefficienti di sicurezza			
γ_c	1,00	1,50	: coefficiente parziale di sicurezza per cls sottoposto a compressione
γ_1	1,00	1,00	: coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto della distribuzione della resistenza a trazione in cls di cantiere prodotto e stoccato con tecniche abituali
Sicurezza installazione	Normale	Normale	: grado di sicurezza dell'installazione del sistema di ancoraggio
$\gamma_{2,N}$	1,20	1,20	: coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto dell'installazione in sicurezza di un sistema di ancoranti
$\gamma_{2,V}$	1,00	1,00	
$\gamma_{Mc,N}$	1,20	1,80	: coefficienti parziali di sicurezza per la rottura del cono di calcestruzzo, collasso
$\gamma_{Mc,V}$	1,00	1,50	bordo ("pry-out") e "edge failure"
$\gamma_{Msp,N}$	1,20	1,80	: coefficienti parziali di sicurezza per "splitting"
$\gamma_{Msp,V}$	1,00	1,50	
$\gamma_{Mp,N}$	1,20	1,80	: coefficienti parziali di sicurezza per combinazione "concrete cone failure" e
$\gamma_{Mp,V}$	1,00	1,50	"pull-out"
$\gamma_{Ms,N}$	1,00	1,48	: coefficienti parziali di sicurezza per la rottura dell'acciaio
$\gamma_{Ms,V}$	1,00	1,50	

È stato assunto un coefficiente relativo all'installazione in sicurezza degli ancoranti $\gamma_{2,N} = 1.20$, corrispondente a sistemi con **normali valori di sicurezza nell'installazione**.

18.1.4 Armature aggiuntive

Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura secondo le modalità descritte successivamente. L'ancoraggio delle **armature aggiuntive** nel cordolo esistente dovrà essere affidato ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 14 \text{ MPa}$.

18.2 MODALITA' OPERATIVE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI

I getti di nuova realizzazione (realizzati con un calcestruzzo di classe C32/40), per garantire la piena capacità del sistema di ancoraggio di assorbire i carichi esterni, all'atto della rimozione del cantiere, dovranno presentare una resistenza minima pari a quella impiegata nei calcoli ($R_{ck}=30/1.35=22.2 \text{ MPa}$). Le curve di maturazione per calcestruzzi di classe C32/40, in condizioni di getto ordinarie e senza aggiunta di specifici additivi, indicano in circa 7 giorni il tempo di maturazione per raggiungere tale requisito minimo di resistenza.

Le resine impiegate (o resine equivalenti presenti sul mercato) presentano generalmente tempi di maturazione e presa stimabili in 24 h in condizioni ordinarie.

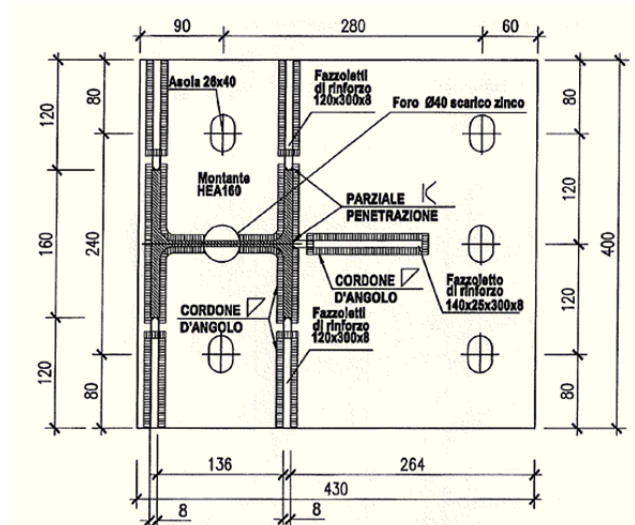
18.3 GEOMETRIA DELLA PIASTRA E DEI TASSELLI DELLA BARRIERA INTEGRATA

Nelle verifiche successive si considerano 5 Tirafondi M24 ($A_{res} = 353\text{mm}^2$).

Si riportano di seguito le dimensioni della piastra e le distanze tra i tasselli.

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Ancorante					
d _{nom}	[mm]	24	24	24	: diametro esterno dell'ancorante
A _{res}	[mm ²]	353	353	353	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
d {Øanc}	[mm]	21	21	21	: diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
Piastra					
B piastra	[mm]	400	400	400	: base della piastra (parallela all'asse stradale)
L piastra	[mm]	430	430	430	: altezza della piastra (ortogonale all'asse stradale)
c1,1 piastra	[mm]	60	60	60	: distanza dal bordo adiacente alla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
c1,2 piastra	[mm]	90	90	90	: distanza dal bordo più lontano dalla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
n1	[-]	2	2	2	: numero di righe di tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale (anche non complete)
s1 piastra	[mm]	280	280	280	: spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
c2,1 piastra	[mm]	80	80	80	: distanza dal bordo di sinistra in direzione parallela all'asse stradale
c2,2 piastra	[mm]	80	80	80	: distanza dal bordo di destra in direzione parallela all'asse stradale
n2	[-]	3	3	3	: numero di righe di tirafondi in direzione parallela all'asse stradale (anche non complete)
s2 piastra	[mm]	120	120	120	: spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
d piastra-clis	[mm]	60	60	60	: distanza del bordo della piastra dal bordo del cordolo di calcestruzzo in direzione trasversale all'asse stradale (entrambi i bordi sono quelli più vicini alla sede stradale)

Si riporta di seguito la pianta quotata della piastra di base della barriera integrata.



18.4 ELENCO INTERVENTI

Si riportano di seguito i diversi interventi raggruppati per tipologia di barriera integrata (altezza montante e altezza rilevato).

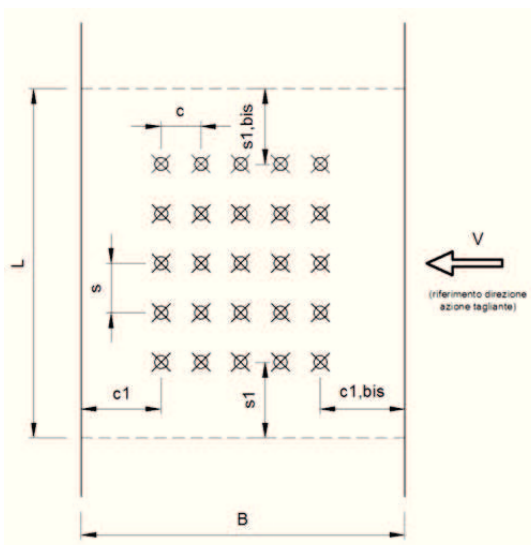
Opera	Intervento	Famiglia barriera
Sottovia km 586+620 (via Artena)	1Ne-2Sd	5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5
Sottovia km 585+310 (via dei Lecci)	1Sa_2	3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10

18.5 VERIFICA SOTTOVIA KM 586+620 (VIA ARTENA) – INT. 1Ne-2Sd

Si riportano di seguito le verifiche per la condizione di "Urto", "Vento verso strada" e "Vento da strada" considerando le sollecitazioni associate alla famiglia "5,00_INTEG_Corr - Rilevato_5,5".

Si considera una lunghezza dei tasselli pari a $h_{eff} = 320 \text{ mm}$.

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Ancorante					
d,nom	[mm]	24	24	24	: diametro esterno dell'ancorante
Ares	[mm ²]	353	353	353	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
d {Øanc}	[mm]	21	21	21	: diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
heff	[mm]	320	320	320	: profondità effettiva di ancoraggio
hef min	[mm]	96	96	96	: profondità effettiva di ancoraggio minima
hef max	[mm]	480	480	480	: profondità effettiva di ancoraggio massima
Calcestruzzo					
B (/c)	[mm]	600	600	600	: Profondità (/c) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
L (/s)	[mm]	2'250	2'250	2'250	: Larghezza (/s) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
H (/h,ef)	[mm]	500	500	500	: Altezza (/h,ef) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
n1	[mm]	2	2	2	: numero "righe" (/c) di tirafondi
n2	[mm]	3	3	3	: numero "colonne" (/s) di tirafondi
c1	[mm]	200	120	200	: distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
c,int	[mm]	280	280	280	: interasse ancoraggi (secondo la direzione del taglio !!!)
c1bis	[mm]	120	200	120	: altra distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
s1	[mm]	1'005	1'005	1'005	: distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s,int	[mm]	120	120	120	: interasse ancoraggi (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s1bis	[mm]	1005	1005	1005	: altra distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)



18.5.1 Sollecitazioni agenti

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
AZIONI SULLA PIASTRA					
NSd	[kN]	4,66	6,06	6,06	: sforzo normale alla base del montante agente sulla piastra
MSd	[kNm]	75,00	50,04	50,04	: momento flettente alla base del montante agente sulla piastra
VSd	[kN]	75,00	20,02	22,50	: taglio alla base del montante agente sulla piastra
α_v	[°]	0	0	0	: angolo tra il carico applicato VSd e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
e1	[mm]	0	0	0	: distanza tra carico di taglio e la superficie del calcestruzzo
n=Es/Ec	[-]	15	15	15	: coefficiente di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
n_tesi	[-]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi
n_comp	[-]	2	3	2	: numero di ancoranti compressi
c_tesi	[mm]	60	90	60	: distanza dal bordo teso degli ancoranti tesi
c_comp	[mm]	90	60	90	: distanza dal bordo compresso degli ancoranti compressi
equazione	[-]	0	0	0	: equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al centro di pressione
x	[mm]	131,04	100,06	131,93	: posizione asse neutro (distanza dal lembo compresso della sezione)
$\sigma_{c\ max}$	[N/mm ²]	7,98	6,43	5,33	: tensione massima di compressione nel calcestruzzo
σ_s	[N/mm ²]	218,25	231,18	144,30	: tensione massima nell'ancorante teso (tensione di sfilamento del singolo ancorante)
σ_s'	[N/mm ²]	37,49	38,60	25,42	: tensione massima nell'ancorante compresso
AZIONI SUL SINGOLO ANCORANTE E SUL GRUPPO DI ANCORANTI					
nN	[-]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con Ac,N)
nV	[-]	5	5	5	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
Singolo ancorante					
N ^s d	[kN]	77,04	81,61	50,94	: azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
V ^s d	[kN]	15,00	4,00	4,50	: taglio (massimo) sul singolo ancorante
Gruppo di ancoranti					
N ^g d	[kN]	231,13	163,21	152,81	: azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti
V ^g d	[kN]	75,00	20,02	22,50	: taglio sul gruppo di ancoranti

18.5.2 Verifiche per carichi di trazione

18.5.2.1 Rottura dell'acciaio(steel failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura dell'acciaio					
$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk}$	[kN]	282,40	282,40	282,40	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
γ_{Vs}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rk,s} / \gamma_{Vs}$	[kN]	282,40	190,91	190,91	: resistenza di progetto del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
N_{sd}	[kN]	77,04	81,61	50,94	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>SINGOLO</u> ancorante
β_N	[-]	0,27	0,43	0,27	

18.5.2.2 Rottura combinata sfilamento e rottura conica (combined pull-out and concrete cone failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura combinata "pull-out" e "concrete cone failure" [cfr. NTC'08 § 4.1.2.1.1.4 - EN 1992.1.1 § 8.4]					
η	[-]	1,0	1,0	1,0	: coefficiente per resistenza tangenziale
τ_{rk} base		18,0	18,0	18,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25 (cr o ucr)
ψ_2	[-]	1,0	1,0	1,0	: coefficiente correttivo funzione della resistenza del CLS impiegato
τ_{rk}		18,0	18,0	18,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA
$N_{0dk,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ep} \cdot \tau_{rk}$ [kN]	[kN]	434,29	434,29	434,29	: valore iniziale della resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante
$\tau_{rk,adj}$	[MPa]	18,0	18,0	18,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25_NON FESSURATO
$S_{cr,fp}$	[mm]	744	744	744	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$c_{cr,fp}$	[mm]	372	372	372	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{0p,N}$		552'960	552'960	552'960	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
n_t, c_n	[-]	1	1	1	: numero righe di ancoranti tesi
c_{2N}	[mm]	480	400	480	
$c_{int,N}$	[mm]	0	0	0	: spaziatura tra le righe di ancoranti tesi (direzione trasversale all'asse)
$c_{22,N}$	[mm]	120	200	120	
$A_{p,N}$	[mm ²]	483'747	562'436	483'747	: area effettiva del cono di calcestruzzo del gruppo di ancoranti tesi sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{1,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
n_N	[-]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con $A_{p,N}$)
k	[-]	3,2	3,2	3,2	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$\psi_{0g,Np}$	[-]	1	1	1	
$\psi_{g,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto della superficie di rottura degli ancoranti in gruppo
$\psi_{ec,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$\psi_{re,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera le sezioni "densamente armate" di calcestruzzo
$N_{Rk,p}$	[kN]	302,74	380,50	302,74	: resistenza caratteristica in caso di <u>rottura del cono di calcestruzzo</u> combinata con <u>pull-out</u>
γ_{Np}	[-]	1,2	1,8	1,8	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{d,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Np}$	[kN]	252,28	211,39	168,19	: resistenza di progetto di ...
N_{p1d}	[kN]	231,13	163,21	152,81	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>GRUPPO di ancoranti</u>
β_N	[-]	0,92	0,77	0,91	

18.5.2.3 Resistenza a rottura conica del calcestruzzo (concrete cone failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura del cono di calcestruzzo					
k_1	[-]	10,1	10,1	10,1	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$N_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,ube}} \cdot h^{1.5}_{ef}$	[kN]	272,55	272,55	272,55	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$S_{cr,N}$	[mm]	960	960	960	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$C_{cr,N}$	[mm]	480	480	480	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A^0_{c,N}$	[mm ²]	921'600	921'600	921'600	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$	[mm ²]	720'000	720'000	720'000	: area effettiva del cono di calcestruzzo del gruppo di ancoranti tesi sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$N_{Rk,c}$	[kN]	165,02	175,66	165,02	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Nsp}	[-]	1,2	1,8	1,8	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Ed,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Nsp}$	[kN]	137,52	97,59	91,68	: resistenza di progetto ...
N_{Ed}	[kN]	231,13	163,21	152,81	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
β_N	[-]	1,68	1,67	1,67	

18.5.2.4 Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (Splitting failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico ("splitting")					
$N_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,ube}} \cdot h^{1.5}_{ef}$	[kN]	272,55	272,55	272,55	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$S_{cr,sp}$	[mm]	1'144	1'144	1'144	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$C_{cr,sp}$	[mm]	572	572	572	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$A^0_{c,N}$	[mm ²]	1'308'736	1'308'736	1'308'736	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$	[mm ²]	830'400	830'400	830'400	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
h_{min}	[mm]	368	368	368	: valore minimo dello spessore dell'elemento di calcestruzzo
H	[mm]	500	500	500	: spessore elemento in cls
$\psi_{N,sp}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione
$N_{Rk,sp}$	[kN]	161,85	170,75	161,85	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Nsp}	[-]	1,2	1,8	1,8	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Ed,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Nsp}$	[kN]	134,87	94,86	89,92	: resistenza di progetto ...
N_{Ed}	[kN]	231,13	163,21	152,81	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
β_N	[-]	1,71	1,72	1,70	

18.5.3 Verifiche per carichi di taglio

18.5.3.1 Rottura a taglio dell'acciaio(steel failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura dell'acciaio					
$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{yk}$	[kN]	141,20	141,20	141,20	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO ancorante</u> nel caso di rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)
γ_{Ms}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	[kN]	141,20	94,13	94,13	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{sd}	[kN]	15,00	4,00	4,50	: taglio (massimo) agente sul <u>SINGOLO ancorante</u>
$\beta_V = V_{sd} / V_{Ed,s}$	[-]	0,11	0,04	0,05	

18.5.3.2 Resistenza allo strappo del calcestruzzo (Concrete Pryout Failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura per pryout / scalzamento del calcestruzzo					
k_p	[-]	2	2	2	: fattore per profondità di ancoraggio
$V_{Rk,sp} = \min(k_p \cdot N_{Rk,p}; k_p \cdot N_{Rk,d})$	[kN]	330,04	351,33	330,04	: resistenza caratteristica per pryout/scalzamento
γ_{Mp}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,sp} = V_{Rk,sp} / \gamma_{Mp}$	[kN]	330,04	234,22	220,02	: resistenza di progetto per pryout/scalzamento
V_{sd}	[kN]	75,00	20,02	22,50	: taglio agente sul <u>GRUPPO di ancoranti</u>
β_V	[-]	0,23	0,09	0,10	

18.5.3.3 Resistenza alla rottura del bordo del calcestruzzo (Concrete Edge Failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura del bordo di calcestruzzo					
k_1	[-]	2,4	2	2	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
α	[-]	0,13	0,16	0,13	: coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β	[-]	0,07	0,07	0,07	: coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V_{Rk,c}^0 = k_{11} \cdot d^{\alpha} \cdot h^{\beta} \cdot (V_{f_{0,025}})^{1,5} \cdot c^{1,5}$	[kN]	69,77	37,96	69,77	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in calcestruzzo fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo
n_V	[-]	5	5	5	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
$A_{c,V}^0$	[mm ²]	180'000	64'800	180'000	: area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata (...)
$n_{c,V}$	[-]	2	2	2	
$c_{1,V}$	[mm]	200	120	200	
$c_{int,V}$	[mm]	280	280	280	
$c_{1b,s,V}$	[mm]	120	200	120	
$A_{c,V}$	[mm ²]	252'000	108'000	252'000	: area effettiva della base del cono di calcestruzzo dell'ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo
$\psi_{c,V}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo per la vicinanza degli ancoranti ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{s,V}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come ipotizzato nel rapporto $A_{c,V}/A_{0c,V}$
α_v	[°]	0	0	0	: angolo tra il carico applicato V_{Sd} e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{0,v}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera α_v
$\psi_{ec,v}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di taglio agiscono sui singoli ancoranti del gruppo
Arm. di bordo rettil.	[-]	x	x	x	: armatura di bordo rettilinea esistente (resistenza a taglio)
Staffe con int. risretto	[-]	x	x	x	: staffe con interasse < 100 mm (resistenza a taglio)
$\psi_{R,v}$	[-]	1,00	1,00	1,00	: fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato
$V_{Rk,c}^1$	[kN]	97,68	63,27	97,68	: resistenza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo è data dall'equazione
γ_{Mc}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,c}^1 = V_{Rk,c}^1 / \gamma_{Mc}$	[kN]	97,68	42,18	65,12	: resistenza di progetto di <u>un ancorante</u> ...
V_{Ed}	[kN]	75,00	20,02	22,50	: taglio agente sul <u>GRUPPO di ancoranti</u>
$\beta_v = V_{Ed}^1 / V_{Ed,c}^1$	[-]	0,77	0,47	0,35	

18.5.4 Armatura integrativa

Poiché la verifica a rottura conica del calcestruzzo non risulta soddisfatta si affida la forza di trazione agente sul gruppo di ancoranti alle barre integrative che verranno disposte all'interno del cono di rottura del gruppo di ancoraggi. L'armatura integrativa deve essere contenuta fino ad una distanza dall'ancoraggio $\leq 0,75h_{eff} = 0,75 \cdot 320 = 240$ mm. Tale armatura sarà costituita da barre ad U $\phi 16/20$.

Poiché la verifica a frantumazione superficiale (splitting) risulta non soddisfatta, si inserisce un'armatura di rinforzo in ciascuna delle due direzioni orizzontali. Nella direzione longitudinale, in prossimità dei tasselli tesi saranno inserite 4 barre $\phi 10$ longitudinali integrative.

Poiché la rottura combinata trazione+taglio non risulta soddisfatta ($\beta_N + \beta_v > 1,20$) con il valore di β_v ottenuto, è necessario affidare la resistenza alla rottura del bordo di cls alle armature aggiuntive costituite da staffe $\phi 10/20$ a 2 bracci.

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Barre ad U					
$\varnothing_{\text{barre ad U}}$	[mm]	16	16	16	: diametro delle barre ad U di armatura integrativa
l_{ad}	[mm]	160	160	160	: lunghezza di ancoraggio ($10\varnothing$)
passo barre	[mm]	200	200	200	: passo tra le barre ad U (in direzione longitudinale)
n. bracci	[-]	2	1	2	: numero bracci per ogni barra ad U all'interno del cono di rottura
n. barre ad U nel cono	[-]	3	3	3	: numero barre ad U intercettate all'interno della zona effettiva del cono di rottura
Armatura longitudinale					
$\varnothing_{\text{barre long}}$	[mm]	10	10	10	: diametro delle barre longitudinali integrative
n. barre long	[-]	4	4	4	: numero barre longitudinali integrative
$A_{\text{s barre long}}$	[mm ²]	79	79	79	: area singola barra longitudinale
Staffe					
$\varnothing_{\text{staffe}}$	[mm]	10	10	10	: diametro delle staffe integrative
n. bracci staffe	[-]	2	2	2	: numero bracci della singola staffa integrativa
$A_{\text{s staffe}}$	[mm ²]	157	157	157	: area singola staffa integrativa moltiplicata per il numero di bracci
passo staffe	[mm]	200	200	200	: passo tra le staffe (in direzione longitudinale)
n. staffe nel cono	[-]	3	3	3	: numero staffe intercettate all'interno della zona effettiva del cono di rottura

18.5.4.1 Verifica armatura a trazione – barre ad U (rottura del cono di calcestruzzo)

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
$\tau_{\text{tr}} = f_{\text{td}} / \alpha_2$	[N/mm ²]	11,25	9,78	9,78	: incremento di tensione di aderenza del sistema barra-ancorante-clis
n. bracci totali	[-]	6	3	6	: numero bracci totali previsti all'interno del cono di rottura
$N_{\text{sk barra}}$	[kN]	38,52	54,40	25,47	: azione assiale di sfilamento (massima) della SINGOLA barra
σ_{barra}	[N/mm ²]	191,59	270,59	126,67	: tensione di sfilamento della singola barra
N_{sd}	[kN]	90,48	78,68	78,68	: sforzo normale resistente di progetto
$N_{\text{sd}} / N_{\text{Rd}}$	[-]	0,43	0,69	0,32	: verifica

18.5.4.2 Verifica armatura a trazione – barre longitudinali (resistenza per splitting)

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
$N_{\text{sk gruppo anc.}}$	[kN]	231,13	108,81	101,88	: carico caratteristico di trazione gruppo ancoraggi
$F_{\text{td,sk}}$	[kN]	115,56	54,40	50,94	: forza di fessurazione caratteristica ($0,5 \cdot N_{\text{sk}}$)
$F_{\text{td,d}}$	[kN]	115,56	81,61	76,41	: forza di fessurazione di calcolo
$A_{\text{barre long nec.}}$	[mm ²]	257	209	195	: area delle barre longitudinali necessaria
n. barre long necessarie	[-]	3,3	2,7	2,5	: numero di barre longitudinali necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
$R_{\text{td,d}}$	[kN]	141,37	122,93	122,93	: resistenza di fessurazione di calcolo
$F_{\text{td,d}} / R_{\text{td,d}}$	[-]	0,82	0,66	0,62	: verifica

18.5.4.3 Verifica armatura a taglio – staffe (rottura del bordo di calcestruzzo)

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
$V_{\text{sd gruppo anc.}}$	[kN]	75,00	20,02	22,50	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
$A_{\text{staffe nec.}}$	[mm ²]	167	51	58	: area delle staffe necessaria
n. staffe necessarie	[-]	1,1	0,3	0,4	: numero di staffe necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
τ_{staffe}	[N/mm ²]	159,15	42,48	47,75	: tensione nella singola staffa
V_{Rd}	[kN]	212,06	184,40	184,40	: resistenza a trazione delle staffe all'interno della zona effettiva del cono di rottura
$V_{\text{sd}} / V_{\text{Rd}}$	[-]	0,35	0,11	0,12	: verifica

18.5.5 Verifiche combinate

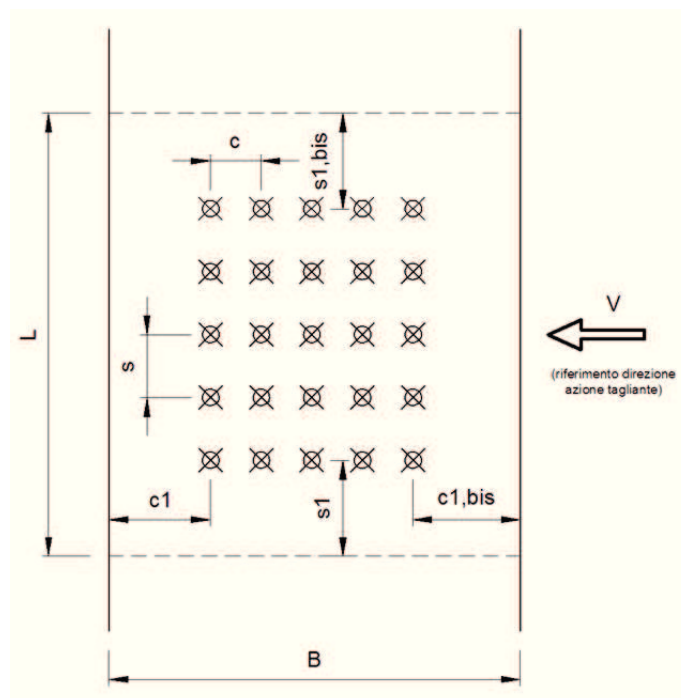
Per le verifiche si assume per β_N e β_V il maggiore dei valori ottenuti dalle singole verifiche a trazione e taglio per i tasselli, trascurando i coefficienti dei meccanismi affidati alle armature integrative. Si ottiene quindi:

<u>Riassunto verifiche con armatura integrativa</u>		Int. 1Ne-2Sd - Integrata H=5,00 m - Barriera Integrata			
		URTO	NT0 VERSO STRA/ENTO DA STRADA		
N_acciaio		0,27	0,43	0,27	SFORZO NORMALE
N_"pull-out"+"c.c.f."		0,92	0,77	0,91	
N_cono		0,00	0,00	0,00	
N_"splitting"		0,00	0,00	0,00	
V_acciaio		0,11	0,04	0,05	TAGLIO
V_pryout		0,23	0,09	0,10	
V_bordo		0,00	0,00	0,00	
Combinata: $\beta_N + \beta_V \leq 1.20$		1,14	0,86	1,01	COMBINATA

18.6 VERIFICA SOTTOVIA KM 585+310 (VIA COLLE FAVETTO) – INT. 1Sa_2

Si riportano di seguito le verifiche per la condizione di "Urto", "Vento verso strada" e "Vento da strada" considerando le sollecitazioni associate alla famiglia "3,00_INTEG_Corr - Rilevato_10". Si considera una lunghezza dei tasselli pari a $h_{eff} = 320 \text{ mm}$.

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Ancorante					
d,nom	[mm]	24	24	24	: diametro esterno dell'ancorante
Ares	[mm ²]	353	353	353	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
d {Øanc}	[mm]	21	21	21	: diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
heff	[mm]	320	320	320	: profondità effettiva di ancoraggio
hef min	[mm]	96	96	96	: profondità effettiva di ancoraggio minima
hef max	[mm]	480	480	480	: profondità effettiva di ancoraggio massima
Calcestruzzo					
B (/c)	[mm]	600	600	600	: Profondità (/c) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
L (/s)	[mm]	2'250	2'250	2'250	: Larghezza (/s) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
H (/h,ef)	[mm]	500	500	500	: Altezza (/h,ef) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
n1	[mm]	2	2	2	: numero "righe" (/c) di tirafondi
n2	[mm]	3	3	3	: numero "colonne" (/s) di tirafondi
c1	[mm]	200	120	200	: distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
c,int	[mm]	280	280	280	: interasse ancoraggi (secondo la direzione del taglio !!!)
c1bis	[mm]	120	200	120	: altra distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
s1	[mm]	1'005	1'005	1'005	: distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s,int	[mm]	120	120	120	: interasse ancoraggi (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s1bis	[mm]	1005	1005	1005	: altra distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)



18.6.1 Sollecitazioni agenti

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
AZIONI SULLA PIASTRA					
NSd	[kN]	4,16	5,41	5,41	: sforzo normale alla base del montante agente sulla piastra
MSd	[kNm]	75,00	19,19	33,75	: momento flettente alla base del montante agente sulla piastra
VSd	[kN]	75,00	12,79	22,50	: taglio alla base del montante agente sulla piastra
α_v	[°]	0	0	0	: angolo tra il carico applicato VSd e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
e1	[mm]	0	0	0	: distanza tra carico di taglio e la superficie del calcestruzzo
n=Es/Ec	[-]	15	15	15	: coefficiente di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
n_tesi	[-]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi
n_comp	[-]	2	3	2	: numero di ancoranti compressi
c_tesi	[mm]	60	90	60	: distanza dal bordo teso degli ancoranti tesi
c_comp	[mm]	90	60	90	: distanza dal bordo compresso degli ancoranti compressi
equazione	[-]	0	0	0	: equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al centro di pressione
x	[mm]	130,94	102,07	132,53	: posizione asse neutro (distanza dal lembo compresso della sezione)
$\sigma_{c\ max}$	[N/mm ²]	7,98	2,47	3,60	: tensione massima di compressione nel calcestruzzo
σ_s	[N/mm ²]	218,47	86,33	96,74	: tensione massima nell'ancorante teso (tensione di sfilamento del singolo ancorante)
$\sigma_{s'}$	[N/mm ²]	37,42	15,26	17,32	: tensione massima nell'ancorante compresso
AZIONI SUL SINGOLO ANCORANTE E SUL GRUPPO DI ANCORANTI					
nN	[-]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con Ac,N)
nV	[-]	5	5	5	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
Singolo ancorante					
N ^s d	[kN]	77,12	30,47	34,15	: azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
V ^s d	[kN]	15,00	2,56	4,50	: taglio (massimo) sul singolo ancorante
Gruppo di ancoranti					
N ^s d	[kN]	231,36	60,95	102,44	: azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti
V ^s d	[kN]	75,00	12,79	22,50	: taglio sul gruppo di ancoranti

18.6.2 Verifiche per carichi di trazione

18.6.2.1 Rottura dell'acciaio(steel failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura dell'acciaio					
$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk}$	[kN]	282,40	282,40	282,40	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
γ_{Ms}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Ed,s} / \gamma_{Ms}$	[kN]	282,40	190,91	190,91	: resistenza di progetto del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
N_{sd}	[kN]	77,12	30,47	34,15	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>SINGOLO</u> ancorante
β_N	[-]	0,27	0,16	0,18	

18.6.2.2 Rottura combinata sfilamento e rottura conica (combined pull-out and concrete cone failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura combinata "pull-out" e "concrete cone failure" [cfr. NTC'08 § 4.1.2.1.1.4 - EN 1992.1.1 § 8.4]					
η	[-]	1,0	1,0	1,0	: coefficiente per resistenza tangenziale
τ_{rk} base		18,0	18,0	18,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25 (cr o ucr)
ψ_c	[-]	1,0	1,0	1,0	: coefficiente correttivo funzione della resistenza del CLS impiegato
τ_{rk}		18,0	18,0	18,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA
$N_{0Rk,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ep} \cdot \tau_{rk}$ [kN]	[kN]	434,29	434,29	434,29	: valore iniziale della resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante
$\tau_{rk,ucr}$	[MPa]	18,0	18,0	18,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25_NON FESSURATO
$S_{cr,Np}$	[mm]	744	744	744	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$C_{cr,Np}$	[mm]	372	372	372	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{0p,N}$		552'960	552'960	552'960	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
n, C_N	[-]	1	1	1	: numero righe di ancoranti tesi
c_{1N}	[mm]	480	400	480	
$c_{int,N}$	[mm]	0	0	0	: spaziatura tra le righe di ancoranti tesi (direzione trasversale all'asse)
c_{2019N}	[mm]	120	200	120	
$A_{p,N}$	[mm ²]	483'747	562'436	483'747	: area effettiva del cono di calcestruzzo del gruppo di ancoranti tesi sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
n_N	[-]	3	2	3	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con Ac,N)
k	[-]	3,2	3,2	3,2	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$\psi_{0g,Np}$	[-]	1	1	1	
$\psi_{g,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto della superficie di rottura degli ancoranti in gruppo
$\psi_{ec,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$\psi_{re,Np}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera le sezioni "densamente armate" di calcestruzzo
$N_{Rk,p}$	[kN]	302,74	380,50	302,74	: resistenza caratteristica in caso di <u>rottura del cono di calcestruzzo</u> combinata con <u>pull-out</u>
γ_{Mp}	[-]	1,2	1,8	1,8	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Ed,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	[kN]	252,28	211,39	168,19	: resistenza di progetto di ...
N_{sd}	[kN]	231,36	60,95	102,44	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>GRUPPO di ancoranti</u>
β_N	[-]	0,92	0,29	0,61	

18.6.2.3 Resistenza a rottura conica del calcestruzzo (concrete cone failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura del cono di calcestruzzo					
k_1	[-]	10,1	10,1	10,1	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,conc}} \cdot h^{1.5} \cdot e^{\pi}$	[kN]	272,55	272,55	272,55	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$s_{cr,N}$	[mm]	960	960	960	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$c_{cr,N}$	[mm]	480	480	480	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$	[mm ²]	921'600	921'600	921'600	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$	[mm ²]	720'000	720'000	720'000	: area effettiva del cono di calcestruzzo del gruppo di ancoranti tesi sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$N_{Rk,c}$	[kN]	165,02	175,66	165,02	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Msp}	[-]	1,2	1,8	1,8	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Msp}$	[kN]	137,52	97,59	91,68	: resistenza di progetto ...
N_{sdc}	[kN]	231,36	60,95	102,44	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
β_N	[-]	1.68	0.62	1.12	

18.6.2.4 Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (Splitting failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico ("splitting")					
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,conc}} \cdot h^{1.5} \cdot e^{\pi}$	[kN]	272,55	272,55	272,55	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$s_{cr,sp}$	[mm]	1'144	1'144	1'144	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$c_{cr,sp}$	[mm]	572	572	572	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$	[mm ²]	1'308'736	1'308'736	1'308'736	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$	[mm ²]	830'400	830'400	830'400	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$	[-]	1	1	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
h_{min}	[mm]	368	368	368	: valore minimo dello spessore dell'elemento di calcestruzzo
H	[mm]	500	500	500	: spessore elemento in cls
$\psi_{r,sp}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione
$N_{Rk,sp}$	[kN]	161,85	170,75	161,85	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Msp}	[-]	1,2	1,8	1,8	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$	[kN]	134,87	94,86	89,92	: resistenza di progetto ...
N_{sdc}	[kN]	231,36	60,95	102,44	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
β_N	[-]	1.72	0.64	1.14	

18.6.3 Verifiche per carichi di taglio

18.6.3.1 Rottura a taglio dell'acciaio(steel failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura dell'acciaio					
$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{yk}$	[kN]	141,20	141,20	141,20	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO ancorante</u> nel caso di rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)
γ_{Ms}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	[kN]	141,20	94,13	94,13	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{sd}	[kN]	15,00	2,56	4,50	: taglio (massimo) agente sul <u>SINGOLO ancorante</u>
$\beta_V = V_{sd} / V_{Ed,s}$	[-]	0,11	0,03	0,05	

18.6.3.2 Resistenza allo strappo del calcestruzzo (Concrete Pryout Failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura per pryout / scalzamento del calcestruzzo					
k_p	[-]	2	2	2	: fattore per profondità di ancoraggio
$V_{Rk,sp} = \min(k_p \cdot N_{Rk,p}; k_p \cdot N_{Rk,d})$	[kN]	330,04	351,33	330,04	: resistenza caratteristica per pryout/scalzamento
γ_{Mp}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,sp} = V_{Rk,sp} / \gamma_{Mp}$	[kN]	330,04	234,22	220,02	: resistenza di progetto per pryout/scalzamento
V_{sd}	[kN]	75,00	12,79	22,50	: taglio agente sul <u>GRUPPO di ancoranti</u>
β_V	[-]	0,23	0,05	0,10	

18.6.3.3 Resistenza alla rottura del bordo del calcestruzzo (Concrete Edge Failure)

Caso		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Rottura del bordo di calcestruzzo					
k_1	[-]	2,4	2	2	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
α	[-]	0,13	0,16	0,13	: coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β	[-]	0,07	0,07	0,07	: coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^0 \cdot h_{ef}^3 \cdot (V_{Rk,0,0,0}) \cdot c^{1,5}$	[kN]	69,77	37,96	69,77	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in calcestruzzo fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo
n_v	[-]	5	5	5	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
$A_{c,v}^0$	[mm ²]	180'000	64'800	180'000	: area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata (...)
$n_{c,v}$	[-]	2	2	2	
$c_{l,v}$	[mm]	200	120	200	
$c_{int,v}$	[mm]	280	280	280	
$c_{l,bis,v}$	[mm]	120	200	120	
$A_{c,v}$	[mm ²]	252'000	108'000	252'000	: area effettiva della base del cono di calcestruzzo dell'ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo
$\psi_{s,v}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo per la vicinanza degli ancoranti ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{R,v}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come ipotizzato nel rapporto $A_{c,v}/A_{c,v}^0$
α_v	[°]	0	0	0	: angolo tra il carico applicato V_{Sd} e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{0,v}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera α_v
$\psi_{R,c,v}$	[-]	1	1	1	: fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di taglio agiscono sui singoli ancoranti del gruppo
Arm. di bordo rettil.	[-]	x	x	x	: armatura di bordo rettilinea esistente (resistenza a taglio)
Staffe con int. risretto	[-]	x	x	x	: staffe con interasse < 100 mm (resistenza a taglio)
$\psi_{R,v}$	[-]	1,00	1,00	1,00	: fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato
$V_{Rk,c}^1$	[kN]	97,68	63,27	97,68	: resistenza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo è data dall'equazione
γ_{Mc}	[-]	1,0	1,5	1,5	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,c}^1 = V_{Rk,c}^1 / \gamma_{Mc}$	[kN]	97,68	42,18	65,12	: resistenza di progetto di <u>un ancorante</u> ...
V_{Ed}	[kN]	75,00	12,79	22,50	: taglio agente sul <u>GRUPPO di ancoranti</u>
$\beta_v = V_{Ed} / V_{Ed,c}^1$	[-]	0,77	0,30	0,35	

18.6.4 Armatura integrativa

Poiché la verifica a rottura conica del calcestruzzo non risulta soddisfatta si affida la forza di trazione agente sul gruppo di ancoranti alle barre integrative che verranno disposte all'interno del cono di rottura del gruppo di ancoraggi. L'armatura integrativa deve essere contenuta fino ad una distanza dall'ancoraggio $\leq 0,75h_{eff} = 0,75 \cdot 320 = 240$ mm. Tale armatura sarà costituita da barre ad U $\phi 14/25$.

Sebbene la verifica a frantumazione superficiale (splitting) risulti soddisfatta, si inserisce un'armatura di rinforzo in ciascuna delle due direzioni orizzontali. Nella direzione longitudinale, in prossimità dei tasselli tesi saranno inserite 4 barre $\phi 10$ longitudinali integrative.

Poiché la rottura combinata trazione+taglio non risulta soddisfatta ($\beta_N + \beta_V > 1,20$) con il valore di β_V ottenuto, è necessario affidare la resistenza alla rottura del bordo di cls alle armature aggiuntive costituite da staffe $\phi 10/25$ a 2 bracci.

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
Barre ad U					
$\phi_{barre\ ad\ U}$	[mm]	14	14	14	: diametro delle barre ad U di armatura integrativa
l_{bo}	[mm]	140	140	140	: lunghezza di ancoraggio (10 ϕ)
passo barre	[mm]	250	250	250	: passo tra le barre ad U (in direzione longitudinale)
n. bracci	[-]	2	0	2	: numero bracci per ogni barra ad U all'interno del cono di rottura
n. barre ad U nel cono	[-]	2	2	2	: numero barre ad U intercettate all'interno della zona effettiva del cono di rottura
Armatura longitudinale					
$\phi_{barre\ long}$	[mm]	10	10	10	: diametro delle barre longitudinali integrative
n. barre long	[-]	4	4	4	: numero barre longitudinali integrative
$A_{s\ barre\ long}$	[mm ²]	79	79	79	: area singola barra longitudinale
Staffe					
ϕ_{staffe}	[mm]	10	10	10	: diametro delle staffe integrative
n. bracci staffe	[-]	2	2	2	: numero bracci della singola staffa integrativa
$A_{s\ staffe}$	[mm ²]	157	157	157	: area singola staffa integrativa moltiplicata per il numero di bracci
passo staffe	[mm]	250	250	250	: passo tra le staffe (in direzione longitudinale)
n. staffe nel cono	[-]	2	2	2	: numero staffe intercettate all'interno della zona effettiva del cono di rottura

18.6.4.1 Verifica armatura a trazione – barre ad U (rottura del cono di calcestruzzo)

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
$\tau_{rk}=f_{sd}/a_2$	[N/mm ²]	11,25		9,78	: incremento di tensione di aderenza del sistema barra-ancorante-cis
n. bracci totali	[-]	4		4	: numero bracci totali previsti all'interno del cono di rottura
$N_{sd\ barra}$	[kN]	57,84		25,61	: azione assiale di sfilamento (massima) della SINGOLA barra
$\sigma\ barra$	[N/mm ²]	375,74		166,37	: tensione di sfilamento della singola barra
N_{sd}	[kN]	69,27		60,24	: sforzo normale resistente di progetto
N_{sd}/N_{rk}	[-]	0,83		0,43	: verifica

18.6.4.2 Verifica armatura a trazione – barre longitudinali (resistenza per splitting)

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
$N_{sk\ gruppo\ anc.}$	[kN]	231,36	40,63	68,30	: carico caratteristico di trazione gruppo ancoraggi
$F_{sp,k}$	[kN]	115,68	20,32	34,15	: forza di fessurazione caratteristica (0,5*Nsk)
$F_{sp,d}$	[kN]	115,68	30,47	51,22	: forza di fessurazione di calcolo
$A_{barre\ long\ nec}$	[mm ²]	257	78	131	: area delle barre longitudinali necessaria
n. barre long necessarie	[-]	3,3	1,0	1,7	: numero di barre longitudinali necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
$R_{sp,d}$	[kN]	141,37	122,93	122,93	: resistenza di fessurazione di calcolo
$F_{sp,d}/R_{sp,d}$	[-]	0,82	0,25	0,42	: verifica

18.6.4.3 Verifica armatura a taglio – staffe (rottura del bordo di calcestruzzo)

Tipo verifica	[-]	URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
$V_{sd\ gruppo\ anc.}$	[kN]	75,00	12,79	22,50	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
$A_{staffe\ nec}$	[mm ²]	167	33	58	: area delle staffe necessaria
n. staffe necessarie	[-]	1,1	0,2	0,4	: numero di staffe necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
τ_{staffe}	[N/mm ²]	238,73	40,71	71,62	: tensione nella singola staffa
V_{Rd}	[kN]	141,37	122,93	122,93	: resistenza a trazione delle staffe all'interno della zona effettiva del cono di rottura
V_{sd}/V_{Rd}	[-]	0,53	0,10	0,18	: verifica

18.6.5 Verifiche combinate

Per le verifiche si assume per β_N e β_V il maggiore dei valori ottenuti dalle singole verifiche a trazione e taglio per i tasselli, trascurando i coefficienti dei meccanismi affidati alle armature integrative. Si ottiene quindi:

<u>Riassunto verifiche</u> <u>con armatura integrativa</u>		Int. 1Sa_2 - Integrata H=3,00 m - Barriera Integrata			
		URTO	VENTO VERSO STRADA	VENTO DA STRADA	
N_acciaio		0,27	0,16	0,18	SFORZO NORMALE
N_"pull-out"+"c.c.f."		0,92	0,29	0,61	
N_cono		0,00	0,62	0,00	
N_"splitting"		0,00	0,00	0,00	
V_acciaio		0,11	0,03	0,05	TAGLIO
V_pryout		0,23	0,05	0,10	
V_bordo		0,00	0,00	0,00	
Combinata: $\beta_N + \beta_V \leq 1.20$		1,14	0,68	0,71	COMBINATA

18.7 RIEPILOGO

Opera	Lunghezza tasselli h_{eff} [mm]	Base cordolo B_{cord} [mm]	Barre ad U	Staffe	Barre long.
Sottovia km 586+620 (via Artena)	320	600	Doppia barra Ø16/20 cm	Ø10/20 cm	4 Ø10
Sottovia km 585+310 (via Colle Favetto)	320	600	Barra singola Ø14/25 cm	Ø10/25 cm	4 Ø10

19. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLE BARRIERE H2BP E H4BP

Le verifiche dell'ancoraggio metallico post-installato (costituito da barre filettate e resina chimica) per le barriere di sicurezza bordo ponte saranno condotte in base al metodo descritto nel relativo capitolo.

19.1 IPOTESI DI CALCOLO

19.1.1 Ancorante chimico (resine per tasselli)

Per i tasselli delle barriera di sicurezza **H4BP** si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 14 \text{ MPa}$.

Per i tasselli delle barriera di sicurezza **H2BP** si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 15 \text{ MPa}$.

Si considera un ancorante con resina chimica epossidica di tipo **HIT-RE 500-SD** e barra filettata **HIT-V**, o equivalente.

19.1.2 Calcestruzzo

Nelle verifiche di seguito riportate si utilizza l'ipotesi di **calcestruzzo non fessurato**.

I tasselli, non essendo completamente immersi nel nuovo getto di calcestruzzo (C32/40), verranno calcolati, a favore di sicurezza, come se fossero immersi nel calcestruzzo esistente ridotto di un fattore di confidenza pari a **FC=1.35** (corrispondente ad un livello di conoscenza "**LC1 – Conoscenza limitata**").

Opera	Classe cls esistente
Sottovia Via Colle Favetto (dir. Nord)	C25/30
Sottovia Via dei Lecci (dir. Nord e Sud)	C25/30

19.1.3 Coefficienti parziali dei materiali

I coefficienti parziali dei materiali per le combinazioni ECC (combinazione dovuta all'Urto) sono posti pari a **1.00**.

4.1.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

I coefficienti parziali dei materiali per la combinazione ECC sono di seguito riportati:

Caso		URTO	
Stato limite		ECC	
Coefficienti di sicurezza			
γ_c	[-]	1,00	: coefficiente parziale di sicurezza per cls sottoposto a compressione
γ_1	[-]	1,00	: coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto della distribuzione della resistenza a trazione in cls di cantiere prodotto e stoccato con tecniche abituali
Sicurezza installazione	[-]	Normale	: grado di sicurezza dell'installazione del sistema di ancoraggio
$\gamma_{2,N}$	[-]	1,20	: coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto dell'installazione in sicurezza di un sistema di ancoranti
$\gamma_{2,V}$	[-]	1,00	
$\gamma_{Mc,N}$	[-]	1,20	: coefficienti parziali di sicurezza per la rottura del cono di calcestruzzo, collasso
$\gamma_{Mc,V}$	[-]	1,00	bordo ("pry-out") e "edge failure"
$\gamma_{Msp,N}$	[-]	1,20	: coefficienti parziali di sicurezza per "splitting"
$\gamma_{Msp,V}$	[-]	1,00	
$\gamma_{Mp,N}$	[-]	1,20	: coefficienti parziali di sicurezza per combinazione "concrete cone failure" e
$\gamma_{Mp,V}$	[-]	1,00	"pull-out"
$\gamma_{Ms,N}$	[-]	1,00	: coefficienti parziali di sicurezza per la rottura dell'acciaio
$\gamma_{Ms,V}$	[-]	1,00	

È stato assunto un coefficiente relativo all'installazione in sicurezza degli ancoranti $\gamma_{2,N} = 1.20$, corrispondente a sistemi con **normali valori di sicurezza nell'installazione**.

19.1.4 Armature aggiuntive

Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura secondo le modalità descritte successivamente. L'ancoraggio delle **armature aggiuntive** nel cordolo esistente dovrà essere affidato ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 14 \text{ MPa}$.

19.2 ELENCO INTERVENTI

Si riportano gli interventi oggetto di verifica:

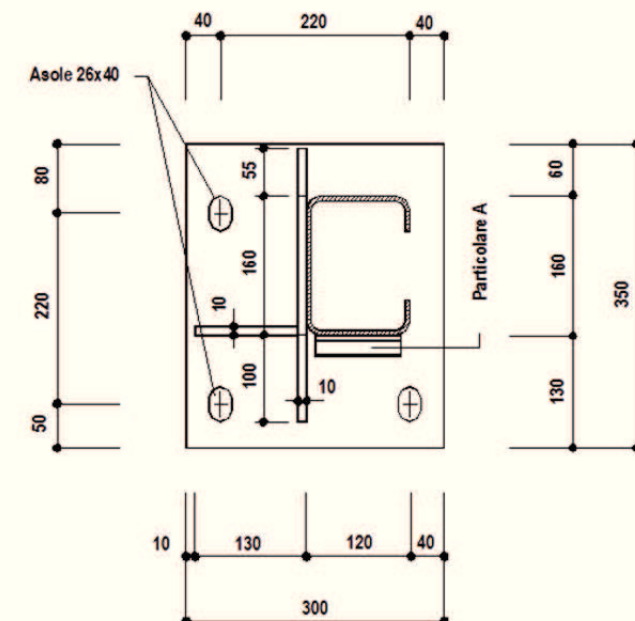
Opera	Tipologia barriera
Sottovia Via Colle Favetto (dir. Nord)	H2BP
Sottovia Via dei Lecci (dir. Nord e Sud)	H2BP

19.3 GEOMETRIA DELLA PIASTRA E DEI TASSELLI DELLA BARRIERA H4BP E H2BP

Si riportano le dimensioni della piastra e le distanze tra i tasselli per la barriera H4BP.

GEOMETRIA				
Ancorante				
d,nom	[mm]	24	:	diametro esterno dell'ancorante
Ares	[mm ²]	353	:	sezione trasversale di acciaio sollecitato
d (Øanc)	[mm]	21	:	diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
Piastra				
B piastra	[mm]	300	:	base della piastra (parallela all'asse stradale)
L piastra	[mm]	350	:	altezza della piastra (ortogonale all'asse stradale)
c1,1 piastra	[mm]	50	:	distanza dal bordo adiacente alla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
c1,2 piastra	[mm]	80	:	distanza dal bordo più lontano dalla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
n1	[-]	2	:	numero di righe di tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale (anche non complete)
s1 piastra	[mm]	220	:	spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
c2,1 piastra	[mm]	40	:	distanza dal bordo di sinistra in direzione parallela all'asse stradale
c2,2 piastra	[mm]	40	:	distanza dal bordo di destra in direzione parallela all'asse stradale
n2	[-]	2	:	numero di righe di tirafondi in direzione parallela all'asse stradale (anche non complete)
s2 piastra	[mm]	220	:	spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
d piastra-clc	[mm]	150	:	distanza del bordo della piastra dal bordo del cordolo di calcestruzzo in direzione trasversale all'asse stradale (entrambi i bordi sono quelli più vicini alla sede stradale)

Si riporta di seguito la pianta quotata della piastra di base della barriera di sicurezza H4BP.



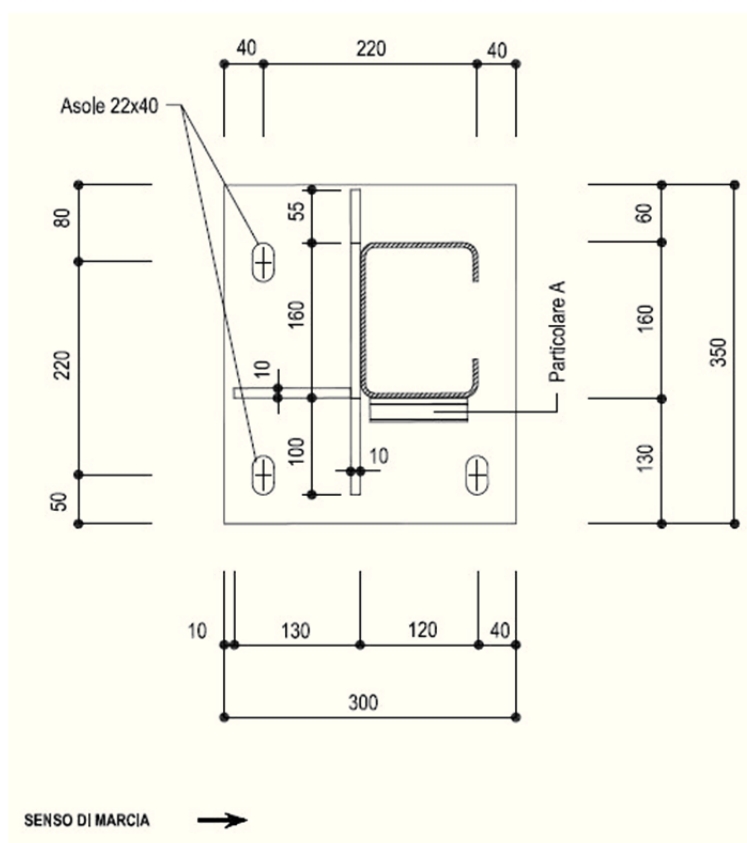
SENDO DI MARCIA →

Ancoraggio di barriera H4BP

Si riportano le dimensioni della piastra e le distanze tra i tasselli per la barriera H2BP.

GEOMETRIA			
Ancorante			
d,nom	[mm]	20	: diametro esterno dell'ancorante
Ares	[mm ²]	245	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
d {Øanc}	[mm]	18	: diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
Piastra			
B piastra	[mm]	300	: base della piastra (parallela all'asse stradale)
L piastra	[mm]	350	: altezza della piastra (ortogonale all'asse stradale)
c1,1 piastra	[mm]	50	: distanza dal bordo adiacente alla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
c1,2 piastra	[mm]	80	: distanza dal bordo più lontano dalla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
n1	[-]	2	: numero di righe di tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale (anche non complete)
s1 piastra	[mm]	220	: spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
c2,1 piastra	[mm]	40	: distanza dal bordo di sinistra in direzione parallela all'asse stradale
c2,2 piastra	[mm]	40	: distanza dal bordo di destra in direzione parallela all'asse stradale
n2	[-]	2	: numero di righe di tirafondi in direzione parallela all'asse stradale (anche non complete)
s2 piastra	[mm]	220	: spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
d piastra-cls	[mm]	145	: distanza del bordo della piastra dal bordo del cordolo di calcestruzzo in direzione trasversale all'asse stradale (entrambi i bordi sono quelli più vicini alla sede stradale)

Si riporta di seguito la pianta quotata della piastra di base della barriera di sicurezza H2BP.



19.4 VERIFICA SOTTOVIA COLLE FAVETTO – SOTTOVIA VIA DEI LECCI (H2BP)

Nelle verifiche successive si considerano 3 Tirafondi M20 ($A_{res} = 245\text{mm}^2$) con una lunghezza pari a $h_{eff} = 230\text{ mm}$.

Si riportano di seguito le dimensioni del cordolo e le distanze tra i tasselli.

GEOMETRIA			
Ancorante			
d,nom	[mm]	20	: diametro esterno dell'ancorante
Ares	[mm ²]	245	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
d {Øanc}	[mm]	18	: diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
heff	[mm]	230	: profondità effettiva di ancoraggio
hef min	[mm]	80	: profondità effettiva di ancoraggio minima
hef max	[mm]	400	: profondità effettiva di ancoraggio massima
Piastra			
B piastra	[mm]	300	: base della piastra (parallela all'asse stradale)
L piastra	[mm]	350	: altezza della piastra (ortogonale all'asse stradale)
c1,1 piastra	[mm]	50	: distanza dal bordo adiacente alla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
c1,2 piastra	[mm]	80	: distanza dal bordo più lontano dalla sede stradale in direzione trasversale all'asse stradale
n1	[-]	2	: numero di righe di tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale (anche non complete)
s1 piastra	[mm]	220	: spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
c2,1 piastra	[mm]	40	: distanza dal bordo di sinistra in direzione parallela all'asse stradale
c2,2 piastra	[mm]	40	: distanza dal bordo di destra in direzione parallela all'asse stradale
n2	[-]	2	: numero di righe di tirafondi in direzione parallela all'asse stradale (anche non complete)
s2 piastra	[mm]	220	: spaziatura tra i tirafondi in direzione trasversale all'asse stradale
d piastra-clis	[mm]	145	: distanza del bordo della piastra dal bordo del cordolo di calcestruzzo in direzione trasversale all'asse stradale (entrambi i bordi sono quelli più vicini alla sede stradale)
Calcestruzzo			
B (/ / c)	[mm]	500	: Profondità (/ / c) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
L (/ / s)	[mm]	2'250	: Larghezza (/ / s) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
H (/ / h,ef)	[mm]	550	: Altezza (/ / h,ef) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
n1	[mm]	2	: numero "righe" (/ / c) di tirafondi
n2	[mm]	2	: numero "colonne" (/ / s) di tirafondi
c1	[mm]	85	: distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
c,int	[mm]	220	: interasse ancoraggi (secondo la direzione del taglio !!!)
c1bis	[mm]	195	: altra distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
s1	[mm]	1'015	: distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s,int	[mm]	220	: interasse ancoraggi (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s1bis	[mm]	1015	: altra distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)

19.4.1 Sollecitazioni agenti

AZIONI SULLA PIASTRA

NSd	[kN]	1,00	: sforzo normale alla base del montante agente sulla piastra
MSd	[kNm]	50,00	: momento flettente alla base del montante agente sulla piastra
VSd	[kN]	50,00	: taglio alla base del montante agente sulla piastra
α_v	[°]	0	: angolo tra il carico applicato VSd e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
e1	[mm]	0	: distanza tra carico di taglio e la superficie del calcestruzzo
n=Es/Ec	[-]	15	: coefficiente di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
n_tesi	[-]	2	: numero di ancoranti tesi
n_comp	[-]	1	: numero di ancoranti compressi
c_tesi	[mm]	50	: distanza dal bordo teso degli ancoranti tesi
c_comp	[mm]	80	: distanza dal bordo compresso degli ancoranti compressi
equazione	[-]	0	: equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al centro di pressione
x	[mm]	97,64	: posizione asse neutro (distanza dal lembo compresso della sezione)
$\sigma_{c\ max}$	[N/mm ²]	12,33	: tensione massima di compressione nel calcestruzzo
σ_s	[N/mm ²]	383,40	: tensione massima nell'ancorante teso (tensione di sfilamento del singolo ancorante)
σ_s'	[N/mm ²]	33,42	: tensione massima nell'ancorante compresso

AZIONI SUL SINGOLO ANCORANTE E SUL GRUPPO DI ANCORANTI

nN	[-]	2	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con Ac,N)
nV	[-]	3	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
Singolo ancorante			
N ^s Sd	[kN]	93,93	: azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
V ^s Sd	[kN]	16,67	: taglio (massimo) sul singolo ancorante
Gruppo di ancoranti			
N ^s Sd	[kN]	187,87	: azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti
V ^s Sd	[kN]	50,00	: taglio sul gruppo di ancoranti

19.4.2 Verifiche per carichi di trazione

19.4.2.1 Rottura dell'acciaio(steel failure)

Rottura dell'acciaio			
$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk}$	[kN]	196,00	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
γ_{Ms}	[-]	1,0	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	[kN]	196,00	: resistenza di progetto del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
N _{Sd}	[kN]	93,93	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>SINGOLO</u> ancorante
β_N	[-]	0,48	

19.4.2.2 Rottura combinata sfilamento e rottura conica (combined pull-out and concrete cone failure)

Rottura combinata "pull-out" e "concrete cone failure" (cfr. NTC'08 § 4.1.2.1.1.4 - EN 1992.1.1 § 8.4)			
η	[-]	1,0	: coefficiente per resistenza tangenziale
$\tau_{rk, base}$		15,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25 (cr o ucr)
ψ_c	[-]	1,0	: coefficiente correttivo funzione della resistenza del CLS impiegato
τ_{rk}		15,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA
$N_{0rk,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{rk}$ [kN]	[kN]	216,77	: valore iniziale della resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante
$\tau_{rk,ucr}$	[MPa]	15,0	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25_NON FESSURATO
$S_{cr,Np}$	[mm]	566	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$C_{cr,Np}$	[mm]	283	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{0p,N}$		320'000	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
n, C_N	[-]	1	: numero righe di ancoranti tesi
c_{1N}	[mm]	305	
$c_{int,N}$	[mm]	0	: spaziatura tra le righe di ancoranti tesi (direzione trasversale all'asse)
c_{10isN}	[mm]	195	
$A_{p,N}$	[mm ²]	375'434	: area effettiva del cono di calcestruzzo del gruppo di ancoranti tesi sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{1,Np}$	[-]	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
n_N	[-]	2	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con $A_{c,N}$)
k	[-]	3,2	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$\psi_{0g,Np}$	[-]	1	
$\psi_{1g,Np}$	[-]	1	: fattore che tiene in conto della superficie di rottura degli ancoranti in gruppo
$\psi_{ec,Np}$	[-]	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$\psi_{re,Np}$	[-]	1	: fattore che considera le sezioni "densamente armate" di calcestruzzo
$N_{rk,p}$	[kN]	230,63	: resistenza caratteristica in caso di <u>rottura del cono di calcestruzzo combinata con pull-out</u>
γ_{Mp}	[-]	1,2	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,p} = N_{rk,p} / \gamma_{Mp}$	[kN]	192,19	: resistenza di progetto di ...
N_{t3d}	[kN]	187,87	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>GRUPPO di ancoranti</u>
β_N	[-]	0,98	

19.4.2.3 Resistenza a rottura conica del calcestruzzo (concrete cone failure)

Rottura del cono di calcestruzzo			
k_1	[-]	10,1	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,oude}} \cdot h^{1.5}_{eff}$	[kN]	166,08	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$S_{cr,N}$	[mm]	690	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$C_{cr,N}$	[mm]	345	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$	[mm ²]	476'100	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$	[mm ²]	455'000	: area effettiva del cono di calcestruzzo del gruppo di ancoranti tesi sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$	[-]	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$	[-]	1	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$	[-]	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$N_{Rk,c}$	[kN]	138,01	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Mcp}	[-]	1,2	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Ed,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mcp}$	[kN]	115,01	: resistenza di progetto ...
N_{Ed}	[kN]	187,87	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>GRUPPO di ancoranti</u> .
β_N	[-]	1,63	

19.4.2.4 Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (Splitting failure)

Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico ("splitting")			
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,oude}} \cdot h^{1.5}_{eff}$	[kN]	166,08	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$S_{cr,sp}$	[mm]	460	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$C_{cr,sp}$	[mm]	230	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$	[mm ²]	211'600	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$	[mm ²]	289'000	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$	[-]	1	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$	[-]	1	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$	[-]	1	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
h_{min}	[mm]	270	: valore minimo dello spessore dell'elemento di calcestruzzo
H	[mm]	550	: spessore elemento in cls
$\psi_{h,sp}$	[-]	1	: fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione
$N_{Rk,sp}$	[kN]	308,79	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Misp}	[-]	1,2	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Ed,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Misp}$	[kN]	257,32	: resistenza di progetto ...
N_{Ed}	[kN]	187,87	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>GRUPPO di ancoranti</u> .
β_N	[-]	0,73	

19.4.3 Verifiche per carichi di taglio

19.4.3.1 Rottura a taglio dell'acciaio(steel failure)

Rottura dell'acciaio			
$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{yk}$	[kN]	98,00	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO ancorante</u> nel caso di rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)
γ_{Ms}	[-]	1,0	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	[kN]	98,00	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{Sd}	[kN]	16,67	: taglio (massimo) agente sul <u>SINGOLO ancorante</u>
$\beta_V = V_{Sd} / V_{Ed,s}$	[-]	0,17	

19.4.3.2 Resistenza allo strappo del calcestruzzo (Concrete Pryout Failure)

Rottura per pryout / scalzamento del calcestruzzo			
k_p	[-]	2	: fattore per profondità di ancoraggio
$V_{Rk,cp} = \min(k_p \cdot N_{Rk,p}; k_p \cdot N_{Rk,c})$	[kN]	276,03	: resistenza caratteristica per pryout/scalzamento
γ_{Mp}	[-]	1,0	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,cp} = V_{Rk,cp} / \gamma_{Mp}$	[kN]	276,03	: resistenza di progetto per pryout/scalzamento
V_{Sd}	[kN]	50,00	: taglio agente sul <u>GRUPPO di ancoranti</u>
β_V	[-]	0,18	

19.4.3.3 Resistenza alla rottura del bordo del calcestruzzo (Concrete Edge Failure)

Rottura del bordo di calcestruzzo			
k_1	[-]	2,4	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
α	[-]	0,16	: coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β	[-]	0,07	: coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V_{Rk,c}^2 = k_1 \cdot d^3 \cdot h^3 \cdot e^3 \cdot (V_{f_{ed,cube}}) \cdot c^{1,5}$	[kN]	21,81	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in calcestruzzo fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo
n_v	[-]	3	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
$A_{c,v}^0$	[mm ²]	32'513	: area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata (...)
$n_{c,v}$	[-]	2	
$c_{1,v}$	[mm]	85	
$c_{int,v}$	[mm]	220	
$c_{1bis,v}$	[mm]	195	
$A_{c,v}$	[mm ²]	60'563	: area effettiva della base del cono di calcestruzzo dell'ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo
$\psi_{s,v}$	[-]	1	: fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo per la vicinanza degli ancoranti ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{h,v}$	[-]	1	: fattore che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come ipotizzato nel rapporto $A_{c,v}/A_{0c,v}$
α_v	[°]	0	: angolo tra il carico applicato V_{Sd} e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{\alpha,v}$	[-]	1	: fattore che considera α_v
$\psi_{ec,v}$	[-]	1	: fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di taglio agiscono sui singoli ancoranti del gruppo
Arm. di bordo rettil.	[-]	x	: armatura di bordo rettilinea esistente (resistenza a taglio)
Staffe con int. risretto	[-]	x	: staffe con interasse < 100 mm (resistenza a taglio)
$\psi_{re,v}$	[-]	1,00	: fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato
$V_{Rk,c}^2$	[kN]	40,62	: resistenza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo è data dall'equazione
γ_{Mc}	[-]	1,0	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Ed,c}^2 = V_{Rk,c}^2 / \gamma_{Mc}$	[kN]	40,62	: resistenza di progetto di <u>un ancorante</u> ...
V_{Sd}^2	[kN]	50,00	: taglio agente sul <u>GRUPPO di ancoranti</u>
$\beta_V = V_{Sd}^2 / V_{Ed,c}^2$	[-]	1,23	

19.4.4 Armatura integrativa

Poiché la verifica a rottura conica del calcestruzzo non risulta soddisfatta si affida la forza di trazione agente sul gruppo di ancoranti lato strada alle barre integrative che verranno disposte all'interno del cono di rottura del singolo ancoraggio o del gruppo di ancoraggi. L'armatura integrativa deve essere contenuta fino ad una distanza dall'ancoraggio $\leq 0.75h_{eff} = 0.75 \cdot 230 = 172.5$ mm. Tale armatura sarà costituita da barre ad U $\phi 14/25$.

Nonostante la verifica a frantumazione superficiale (splitting) risulti soddisfatta, si inserisce un'armatura di rinforzo in ciascuna delle due direzioni orizzontali. Nella direzione longitudinale, in prossimità dei tasselli tesi saranno inserite 4 barre $\phi 12$ longitudinali integrative.

Poiché la rottura combinata trazione+taglio non risulta soddisfatta ($\beta_N + \beta_V > 1.20$) con il valore di β_V ottenuto, è necessario affidare la resistenza alla rottura del bordo di cls alle armature aggiuntive costituite da staffe $\phi 10/25$ a 2 bracci.

ARMATURA INTEGRATIVA

Barre ad U			
$\phi_{barre\ ad\ U}$	[mm]	14	: diametro delle barre ad U di armatura integrativa
l_{oc}	[mm]	140	: lunghezza di ancoraggio (10ϕ)
passo barre	[mm]	250	: passo tra le barre ad U (in direzione longitudinale)
n. bracci	[-]	2	: numero bracci per ogni barra ad U all'interno del cono di rottura
n. barre ad U nel cono	[-]	2	: numero barre ad U intercettate all'interno della zona effettiva del cono di rottura
Armatura longitudinale			
$\phi_{barre\ long}$	[mm]	12	: diametro delle barre longitudinali integrative
n. barre long	[-]	4	: numero barre longitudinali integrative
$A_{barre\ long}$	[mm ²]	113	: area singola barra longitudinale
Staffe			
ϕ_{staffe}	[mm]	10	: diametro delle staffe integrative
n. bracci staffe	[-]	2	: numero bracci della singola staffa integrativa
A_{staffe}	[mm ²]	157	: area singola staffa integrativa moltiplicata per il numero di bracci
passo staffe	[mm]	250	: passo tra le staffe (in direzione longitudinale)
n. staffe nel cono	[-]	2	: numero staffe intercettate all'interno della zona effettiva del cono di rottura

19.4.4.1 Verifica armatura a trazione – barre ad U (rottura del cono di calcestruzzo)

α_2	[-]	0,33	: fattore riduttivo ($0,7 \leq \alpha_2 \leq 1$ - EN1992-1-1; §8.4.4)
$\tau_{rk} = f_{bd} / \alpha_2$	[N/mm ²]	11,25	: incremento di tensione di aderenza del sistema barra-ancorante-cls
n. bracci totali	[-]	4	: numero bracci totali previsti all'interno del cono di rottura
$N_{sd\ barra}$	[kN]	46,97	: azione assiale di sfilamento (massima) della SINGOLA barra
σ_{barra}	[N/mm ²]	305,10	: tensione di sfilamento della singola barra
N_{sd}	[kN]	69,27	: sforzo normale resistente di progetto
N_{sd} / N_{sd}	[-]	0,68	: verifica

19.4.4.2 Verifica armatura a trazione – barre longitudinali (resistenza per splitting)

N_{sk} gruppo anc.	[kN]	187,87	: carico caratteristico di trazione gruppo ancoraggi
$F_{sp,k}$	[kN]	93,93	: forza di fessurazione caratteristica ($0,5 \cdot N_{sk}$)
$F_{sp,d}$	[kN]	93,93	: forza di fessurazione di calcolo
$A_{barre\ long\ nec}$	[mm ²]	209	: area delle barre longitudinali necessaria
n. barre long necessarie	[-]	1,8	: numero di barre longitudinali necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
$R_{sp,d}$	[kN]	203,58	: resistenza di fessurazione di calcolo
$F_{sp,d}/R_{sp,d}$	[-]	0,46	: verifica

19.4.4.3 Verifica armatura a taglio – staffe (rottura del bordo di calcestruzzo)

V_{sd} gruppo anc.	[kN]	50,00	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
$A_{staffe\ nec}$	[mm ²]	111	: area delle staffe necessaria
n. staffe necessarie	[-]	0,7	: numero di staffe necessarie all'interno della zona effettiva del cono di rottura
τ_{staffe}	[N/mm ²]	159,15	: tensione nella singola staffa
V_{sd}	[kN]	141,37	: resistenza a trazione delle staffe all'interno della zona effettiva del cono di rottura
V_{sd}/V_{sd}	[-]	0,35	: verifica

19.4.5 Verifiche combinate

Per le verifiche si assume per β_N e β_V il maggiore dei valori ottenuti dalle singole verifiche a trazione e taglio per i tasselli, trascurando i coefficienti dei meccanismi affidati alle armature integrative. Si ottiene quindi:

Riassunto verifiche con armatura integrativa		Sottovia Via Colle Favetto - Sottovia Via dei Lecci - Barriera H2BP	
		URTO	
$N_{acciaio}$		0,48	SFORZO NORMALE
$N_{\text{"pull-out"} + \text{"c.c.f."}}$		0,98	
N_{cono}		0,00	
$N_{\text{"splitting"}}$		0,00	
$V_{acciaio}$		0,17	TAGLIO
V_{pryout}		0,18	
V_{bordo}		0,00	
Combinata: $\beta_N + \beta_V \leq 1.20$		1,16	COMBINATA

19.5 RIEPILOGO

Opera	Lunghezza tasselli h_{eff} [mm]	Base cordolo B_{cord} [mm]	Barre ad U	Staffe	Barre long.
Sottovia Via Colle Favetto (dir. Nord)	230	500	Singola barra Ø14/25 cm	Ø10/25 cm	4 Ø12
Sottovia Via dei Lecci (dir. Nord e Sud)	230	500	Singola barra Ø14/25 cm	Ø10/25 cm	4 Ø12

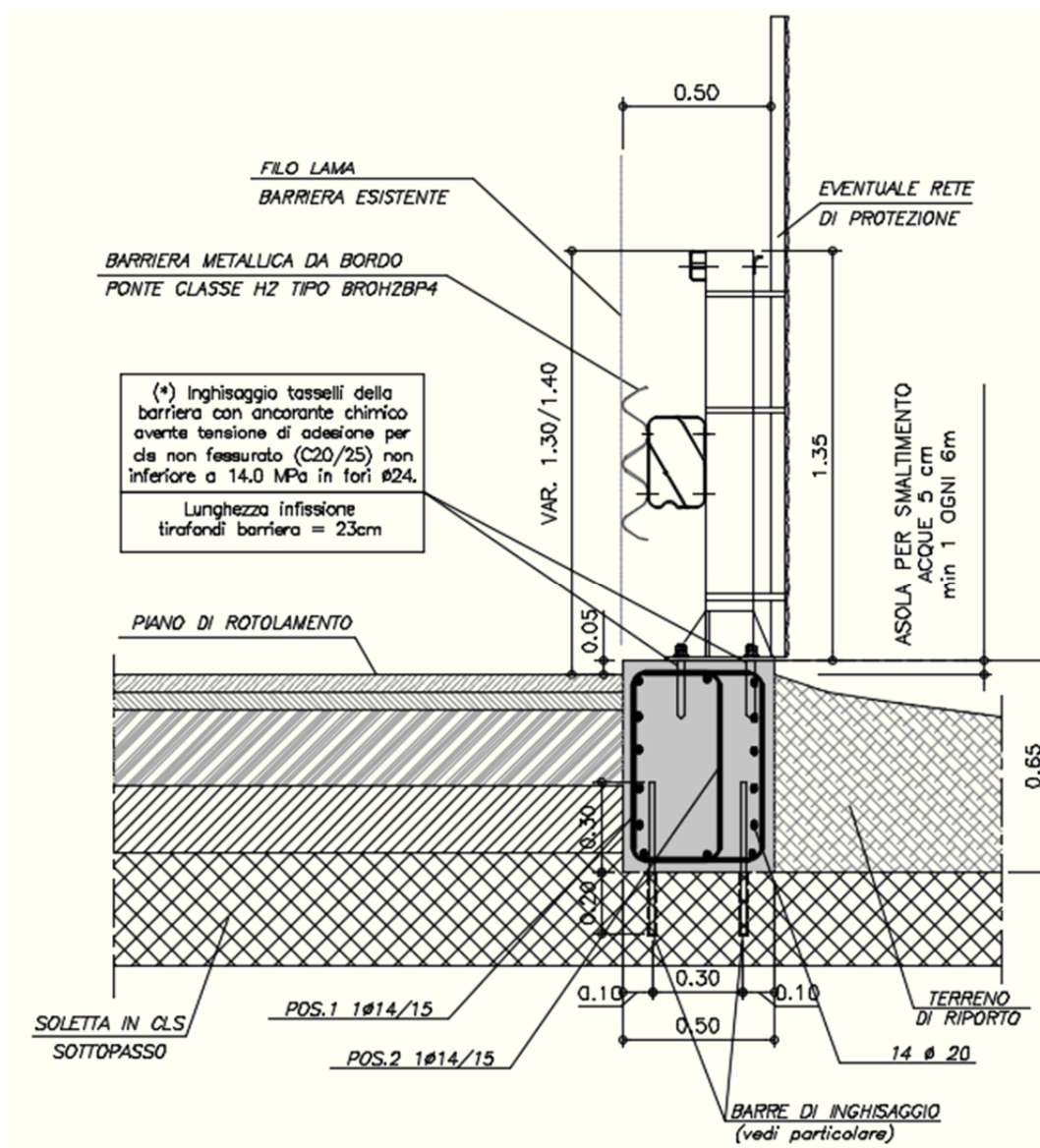
20. VERIFICA INGHISAGGI NUOVO CORDOLO SU OPERA D'ARTE

In corrispondenza del sottovia Via dei Lecci si prevede l'installazione di una barriera di sicurezza H2BP su un cordolo di nuova costruzione, ancorato alla soletta dell'opera d'arte esistente. Tale cordolo ha un'altezza di 65 cm e una base di 50 cm.

Le verifiche degli inghisaggi delle staffe saranno condotte in base al **"metodo semplificato Hilti CC"**, basato sul **ETAG No 001 - Annex C: DESIGN METHODS FOR ANCHORAGES [Agosto 2010]**. Si rimanda a tale documento per la descrizione delle specifiche voci non definite nel presente documento.

Occorre dimostrare che la relazione $R_d \geq S_d$ sia soddisfatta per tutte le direzioni di carico (trazione e taglio) così come tutti i tipi di cedimento (rottura dell'acciaio, sfilamento e rottura del calcestruzzo, ecc).

La sezione del cordolo in esame è mostrata nella figura seguente:



20.1 Ipotesi di calcolo

20.1.1 Ancorante chimico (resine per tasselli)

Per il caso in esame si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di $\tau_{Rk,ucr} = 14 \text{ MPa}$. Si considera un ancorante di tipo **HIT-RE 500 + BARRA AD ADERENZA MIGLIORATA** o equivalente.

HILTI

Ancoranti chimici ad iniezione HIT-RE 500 con barre ad adesione migliorata

Geometria delle barre e caratteristiche meccaniche

Barre ad adesione migliorata in acciaio BSt 500												
Diametro della barra	Ø [mm]	Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25	Ø 28	Ø 32	Ø 36	Ø 40
Ø [mm]	Diametro nom. della barra	8	10	12	14	16	20	25	28	32	36	40
A _s [mm²]	Sezione reagente	50.3	78.5	113.1	153.9	201.1	314.2	490.9	615.8	804.2	1017.9	1256.6
f _{uk} [N/mm²]	Resistenza ultima caratteristica	550										
f _{yk} [N/mm²]	Resistenza caratteristica allo snervamento	500										

Barre ad adesione migliorata in acciaio FeB44k												
Diametro della barra	Ø [mm]	Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25	Ø 28	Ø 32	Ø 36	Ø 40
Ø [mm]	Diametro nom. della barra	8	10	12	14	16	20	25	28	32	36	40
A _s [mm²]	Sezione reagente	50.3	78.5	113.1	153.9	201.1	314.2	490.9	615.8	804.2	1017.9	1256.6
f _{uk} [N/mm²]	Resistenza ultima caratteristica	540										
f _{yk} [N/mm²]	Resistenza caratteristica allo snervamento	430										

Particolari di posa

Diametro della barra	Ø [mm]	Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25	Ø 28	Ø 32	Ø 36	Ø 40
d ₀ [mm]	Diametro punta trapano	10-12	12-14	16-18	18-20	20-22	25-28	30-32	35-37	39-42	42-48	48-52
h ₁ [mm]	Profondità foro	82	93	115	130	130	175	215	275	305	335	365
h _{nom} [mm]	Profondità nom. di ancoraggio	80	90	110	125	125	170	210	270	300	330	360
h _{min} [mm]	Spessore min. del materiale base	100	120	140	170	170	220	270	340	380	410	450
Volume iniettato ¹⁾	ml	3-6	4-9	13-20	17-25	19-29	40-64	60-84	118-155	162	147	206
	pompate	1	1-2	2-4	3-5	4-6	8-13	12-17	24-31	32	30	41
Sistema raccomandato di perforazione	TE-	1..18M	5..18M	15..35	25..55	35..55	55..76	55..76	55..76	55..76	55..76	55..76
	Carotatrice	DD EC-1, DD100						DD100, DD130, DD160				

¹⁾ I fori devono essere riempiti approssimativamente del 2/3.

20.1.2 Calcestruzzo

Nelle verifiche di seguito riportate si utilizza l'ipotesi di **calcestruzzo non fessurato**. Si considera che l'opera esistente sia realizzata con un calcestruzzo di classe **C25/30**. Le resistenze caratteristiche vengono ridotte tramite un fattore di confidenza associato al livello di conoscenza del manufatto. Visto il ridotto numero di informazioni a disposizione, si considera un livello di conoscenza "**LC1 – Conoscenza limitata**" a cui è associato un fattore di confidenza pari a **FC=1.35**.

CALCESTRUZZO STRUTTURA ESISTENTE

Classe cls	C25/30	Classe del calcestruzzo dell'opera esistente
Rck [MPa]	30	Resistenza caratteristica cubica
LC	LC1	livello di conoscenza (C8A.1.B.3 delle NTC 08)
FC	1,35	fattore di confidenza (C8A.1.B.3 delle NTC 08)
Rck ridotto [MPa]	22,2	Resistenza caratteristica cubica di calcolo

20.1.3 Barre di armatura

Si considerano delle barre ad aderenza migliorata di diametro 16 mm del tipo **B450C** (si fa riferimento ai valori tabellati per acciaio FeB44K), caratterizzate da una resistenza ultima $f_{uk}=540 \text{ N/mm}^2$ e una resistenza allo snervamento $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$, inghisate nella soletta esistente di 20 cm e con un interasse longitudinale di 25 cm.

DATI ANCORAGGIO

Ø [mm]	16	di diametro barre
As res [mm ²]	201	Area resistente di una barra
i [mm]	250	interasse barre
n	4	numero barre al metro
As [mm ²]	804	Area totale armature integrative resistenti a trazione
c [m]	0,100	copriferro barre ancoraggio
Tipo barra	B450C	Tipologia barra ad aderenza migliorata
fuk [MPa]	540	Resistenza ultima caratteristica barre
fyk [MPa]	450	Resistenza caratteristica allo snervamento barre
h act [mm]	200	profondità ancoraggio ($h_{nom} \leq h_{act} \leq 2 \cdot h_{nom}$)
h nom [mm]	125	profondità nominale di ancoraggio
h min [mm]	170	spessore minimo materiale di base
c base [mm]	45	spessore cls rimanente
c min [mm]	65	distanza minima dal bordo
c [mm]	100	distanza reale barre più esterne dal bordo

ok

($h_{nom} \leq h_{act} \leq 2 \cdot h_{nom}$)

20.2 Carichi e sollecitazioni sul cordolo e sulle barre

Note le sollecitazioni derivanti da vento, alla base del montante, si distribuiscono tali azioni alla base del cordolo considerando una diffusione verticale a 45°, a partire dal bordo della piastra. La distanza di diffusione sarà quindi pari a $L_{diff}=B_{piastra}+2 \cdot H_{cordolo}$. Una volta diffuse, tali

sollecitazioni si riportano alla base del cordolo tramite trasporto rigido considerando un metro di cordolo in direzione longitudinale.

$$N_{cord} = \frac{N_{mont}}{L_{diff}} + \gamma_{cls} \cdot (B_{cord} \cdot H_{cord} \cdot 1) \cdot \gamma_{G1}$$

$$V_{cord} = \frac{V_{mont}}{L_{diff}}$$

$$M_{cord} = \frac{M_{mont}}{L_{diff}} + \frac{V_{mont}}{L_{diff}} \cdot H_{cord}$$

Note le sollecitazioni alla base del cordolo, si determinano le tensioni agenti sulle barre di armatura in modo da calcolare l'azione di trazione e di taglio agenti su queste, considerando un comportamento lineare della sezione in esame.

20.3 Resistenza a carichi di trazione

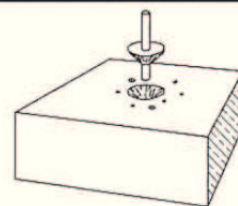
Nel metodo semplificato Hilti CC, vengono presi in esame due metodi di rottura per gli ancoranti chimici; la rottura conica del calcestruzzo/rottura a sfilamento e la rottura a trazione dell'acciaio. Calcolate le resistenze di progetto per i due meccanismi, si verifica che:

$$N_{Sd} \leq \min\{N_{Rd,c}; N_{Rd,s}\}$$

Dove le resistenze per i due meccanismi vengono determinate in maniera tabellare, in funzione del diametro della barra, e corrette in funzione di diversi parametri geometrici.

20.3.1 Rottura conica del calcestruzzo/rottura a sfilamento

$N_{Rd,c}$: resistenza alla rottura conica del calcestruzzo/sfilamento												
$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_T \cdot f_{B,N} \cdot f_{A,N} \cdot f_{R,N} \cdot f_{Temp} \cdot f_{W,sat}$												
$N_{Rd,c}^0$: resistenza di progetto alla rottura conica del calcestruzzo/sfilamento												
• resistenza a compressione del calcestruzzo, $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$												
Diametro della barra	Ø [mm]	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
$N_{Rd,c}^{(1)}$ [kN]	Calcestruzzo	13.9	19.7	28.8	38.2	43.7	74.2	114.5	143.9	169.2	192.8	216.1
h_{nom} [mm]	Prof. nominale di ancoraggio	80	90	110	125	125	170	210	270	300	330	360



¹⁾ La resistenza di progetto a trazione viene desunta dalla resistenza caratteristica a trazione, $N_{Rk,c}$, computando $N_{Rd,c}^0 = N_{Rk,c}^0 / \gamma_{Mc,N}$ dove il fattore di sicurezza parziale $\gamma_{Mc,N}$ è pari a 1.8.

Influenza della profondità dell'ancoraggio:

$$f_T = \frac{h_{act}}{h_{nom}}$$

Influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$f_{B,N} = 1 + \left(\frac{R_{ck} - 25}{200} \right)$$

Influenza dell'interasse tra gli ancoranti:

$$f_{A,N} = 0.5 + \frac{s}{4 \cdot h_{nom}}$$

Influenza della distanza dal bordo:

$$f_{R,N} = 0.28 + 0.72 \frac{c}{h_{nom}}$$

Influenza della temperatura del materiale di base:

$$f_{temp} = 1$$

Influenza del calcestruzzo saturo d'acqua:

$$f_{w,sat} = 1$$

20.3.2 Rottura a trazione dell'acciaio

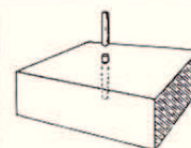
N_{Rd,s}: resistenza di progetto a trazione dell'acciaio

Barre ad aderenza migliorata in acciaio BSt 500											
Diametro barra Ø [mm]	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
N_{Rd,s}¹⁾ [kN]	20.9	32.7	47.1	64.1	83.8	130.9	204.5	256.6	335.1	424.1	523.6

¹⁾ La resistenza di progetto a trazione viene desunta dalla resistenza caratteristica a trazione, N_{Rk,s}, computando $N_{Rd,s} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{Ms,N}$, dove il coefficiente di sicurezza parziale, $\gamma_{Ms,N}$, per le barre ad aderenza migliorata, tipo BSt 500, è pari a 1.32.

Barre ad aderenza migliorata in acciaio FeB44k											
Diametro barra Ø [mm]	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
N_{Rd,s}¹⁾ [kN]	18.0	28.1	40.4	55.0	71.9	112.4	175.6	220.2	287.6	364.0	449.4

¹⁾ La resistenza di progetto a trazione viene desunta dalla resistenza caratteristica a trazione, N_{Rk,s}, computando $N_{Rd,s} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{Ms,N}$, dove il coefficiente di sicurezza parziale, $\gamma_{Ms,N}$, per le barre ad aderenza migliorata, tipo FeB44k, è pari a 1.51.



20.4 Resistenza a carichi di taglio

Nel metodo semplificato Hilti CC, vengono presi in esame due metodi di rottura per gli ancoranti chimici; la rottura del bordo del calcestruzzo e la rottura a taglio dell'acciaio.

Calcolate le resistenze di progetto per i due meccanismi, si verifica che:

$$V_{Sd} \leq \min \{V_{Rd,c}; V_{Rd,s}\}$$

Dove le resistenze per i due meccanismi vengono determinate in maniera tabellare, in funzione del diametro della barra, e corrette in funzione di diversi parametri geometrici.

20.4.1 Rottura del bordo del calcestruzzo

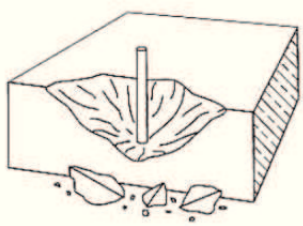
$V_{Rd,c}$: resistenza di progetto rispetto al bordo del calcestruzzo

Si dovrà calcolare il valore minore di resistenza rispetto al bordo del calcestruzzo. Controllare tutti i bordi vicini, (non solo quello in direzione delle sollecitazioni di taglio). La direzione delle sollecitazioni di taglio viene considerata dal fattore $f_{\beta,V}$.

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_{B,V} \cdot f_{AR,V} \cdot f_{\beta,V}$$

$V_{Rd,c}^0$: resistenza di progetto rispetto al bordo del calcestruzzo

- resistenza a compressione del calcestruzzo, $f_{ck,cube(150)} = 25 \text{ N/mm}^2$
- alla distanza minima dal bordo, c_{min}



Diametro barra \varnothing [mm]	$\varnothing 8$	$\varnothing 10$	$\varnothing 12$	$\varnothing 14$	$\varnothing 16$	$\varnothing 20$	$\varnothing 25$	$\varnothing 28$	$\varnothing 32$	$\varnothing 36$	$\varnothing 40$
$V_{Rd,c}^{0(1)}$ [kN]	2.0	3.6	5.0	7.1	7.3	12.5	18.8	30.2	37.7	45.0	54.0
c_{min} [mm] distanza min. dal bordo	40	45	55	65	65	85	105	135	150	165	180

¹⁾ La resistenza di progetto a taglio viene derivata dalla resistenza caratteristica di taglio, $V_{Rk,s}$, tramite la formula $V_{Rd,c}^0 = V_{Rk,s}^0 / \gamma_{Ms,V}$, dove il fattore di sicurezza parziale, $\gamma_{Ms,V}$, è pari a 1.5.

Influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$f_{B,V} = \sqrt{\frac{R_{ck}}{25}}$$

Influenza dell'interasse e della distanza dal bordo (per $s > 3c$):

$$f_{AR,V} = \frac{c}{c_{min}} \sqrt{\frac{c}{c_{min}}}$$

Influenza della direzione del carico:

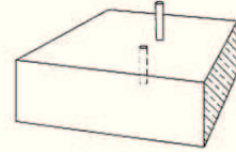
$$f_{\beta,N} = 1 \text{ per } 0^\circ \leq \beta \leq 55^\circ$$

$$f_{\beta,N} = \frac{1}{\cos\beta + 0.5 \sin\beta} \text{ per } 55^\circ < \beta \leq 90^\circ$$

$$f_{\beta,N} = 2 \text{ per } 90^\circ < \beta \leq 180^\circ$$

20.4.2 Rottura a taglio dell'acciaio

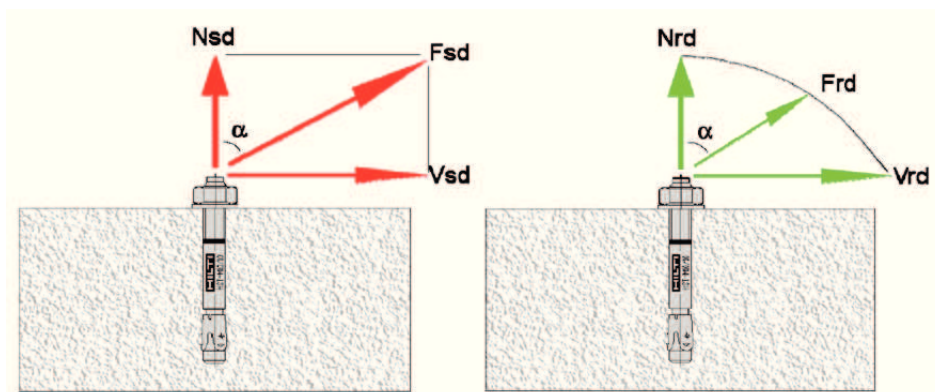
$V_{Rd,s}$: resistenza di progetto a taglio dell'acciaio											
Barre ad aderenza migliorata in acciaio BSt 500											
Diametro barra \varnothing [mm]	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
$V_{Rd,s}^{1)}$ [kN]	11.1	17.3	24.9	33.9	44.3	69.3	108.0	135.3	176.7	237.3	276.4
¹⁾ La resistenza di progetto a taglio viene calcolata con la formula $V_{Rd,s} = (0,6 \cdot A_s \cdot f_{yk}) / \gamma_{Ms,v}$. Il coefficiente di sicurezza parziale, $\gamma_{Ms,v}$, per barre ad aderenza migliorata, tipo BSt 500, vale 1.5.											
Barre ad aderenza migliorata in acciaio FeB44k											
Diametro barra \varnothing [mm]	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
$V_{Rd,s}^{1)}$ [kN]	13.0	20.3	29.3	39.9	52.1	81.4	127.2	159.6	208.4	236.8	325.7
¹⁾ La resistenza di progetto a taglio viene calcolata con la formula $V_{Rd,s} = (0,6 \cdot A_s \cdot f_{yk}) / \gamma_{Ms,v}$. Il coefficiente di sicurezza parziale, $\gamma_{Ms,v}$, per barre ad aderenza migliorata, tipo FeB44k, vale 1.26.											



20.5 Resistenza a carichi combinati

In caso di combinazione dei carichi di trazione e di taglio, cioè con carichi inclinati di un angolo α rispetto all'asse dell'ancoraggio, la verifica di progetto viene data dalla formula:

$$F_{Sd}(\alpha) \leq F_{Rd}(\alpha)$$



dove la sollecitazione risultante è pari a :

$$F_{Sd}(\alpha) = \sqrt{N_{Sd}^2 + V_{Sd}^2}$$

mentre la resistenza di progetto, per l'inclinazione α , vale:

$$F_{Rd}(\alpha) = \left[\left(\frac{\cos \alpha}{N_{Rd}} \right)^{1.5} + \left(\frac{\sin \alpha}{N_{Rd}} \right)^{1.5} \right]^{-2/3}$$

$$\alpha = \arctan \frac{V_{Sd}}{N_{Sd}}$$

20.6 Verifica inghisaggio nuovo cordolo su Sottovia Via dei Lecci

Si riporta di seguito il calcolo delle azioni sulle barre e le relative verifiche.

GEOMETRIA

Hcordolo [m]	0,65	Altezza cordolo
Bcordolo [m]	0,50	Base cordolo (ortogonale asse stradale)
Lcordolo [m]	1,00	Lunghezza cordolo (parallela asse stradale) - considero un metro di cordolo
Bpiastra [m]	0,30	Base piastra montate (parallela asse stradale)
Bcono[m]	1,60	Larghezza zona d'influenza del cono (parallela asse stradale)

SOLLECITAZIONI BASE MONTANTE

Condizione	URTO	Condizione di carico (URTO: ECC; VENTO: STR)
Nd [kN]	1,00	Sforzo normale
Md [kNm]	50,00	Momento flettente
Vd [kN]	50,00	Taglio

SOLLECITAZIONI BASE CORDOLO

Nd [kN/m]	8,75	Sforzo normale
Md [kNm/m]	51,56	Momento flettente
Vd [kN/m]	31,25	Taglio

CALCOLO AZIONI SUGLI INGHISAGGI

Eq.	0,00	Equazione di equilibrio=0
x [mm]	107,2	Asse neutro
σ comp cls [Mpa]	1,92	Tensione massima di compressione nel cls
σ traz barre [Mpa]	118,79	Tensione di trazione nelle barre di armatura
Ned [kN]	23,88	tiro agente nell'ancoraggio
Ved [kN]	3,91	taglio agente sul singolo ancoraggio
Fsd [kN]	24,20	forza risultante
α [°]	9,29	angolo α azione sollecitante rispetto all'asse dell'ancorante
β [°]	0	angolo β azione tagliante rispetto alla trasversale all'asse stradale

VERIFICA ANCORAGGIO A TRAZIONE			
RESISTENZA A ROTTURA CONICA DEL CALCESTRUZZO / SFILAMENTO			
N ⁰ ,Rk,c [kN]	78,66	resistenza caratteristica alla rottura conica del cls	
gMc,N	1,50	FS parziale lato cls	
N ⁰ ,Rd,c [kN]	52,44	resistenza di progetto alla rottura conica del cls	
fA,N	1,00	fattore correttivo (influenza interasse ancoranti)	
fR,N	0,856	fattore correttivo (influenza distanza dal bordo)	
fB,N	1,0	fattore correttivo (influenza resistenza del cls)	
fT	1,60	fattore correttivo (influenza della profondità di ancoraggio)	
NRd,c [kN]	70,8	resistenza a ROTTURA CONICA/SFILAMENTO	
RESISTENZA A TRAZIONE DELL'ACCIAIO			
NRd,s [kN]	71,9	resistenza a TRAZIONE acciaio	
NRd [kN]	70,8	resistenza a TRAZIONE	
η trazione	0,34	<1	verificata a TRAZIONE

VERIFICA ANCORAGGIO A TAGLIO			
RESISTENZA A ROTTURA DEL BORDO DEL CALCESTRUZZO			
V _{0,Rd,c} [kN]	7,3	resistenza di progetto a taglio rispetto al bordo del cls	
f _{AR,V}	1,91	fattore correttivo (influenza distanza bordo)	
f _{B,V}	0,9	fattore correttivo (influenza resistenza del cls)	
f _{β,V}	1,0	fattore correttivo (influenza direzione carico)	
VR _{d,c} [kN]	13,1	resistenza a ROTTURA DEL BORDO	
RESISTENZA A TAGLIO DELL'ACCIAIO			
VR _{d,s} [kN]	52,1	resistenza a TAGLIO acciaio	
VR _d [kN]	13,1	resistenza a TAGLIO	
η _{taglio}	0,30	<1	verificata a TAGLIO

VERIFICA ANCORAGGIO A CARICO COMBINATO			
F _{sc} (α) [kN]	24,2	forza risultante sollecitante funzione di α.	
F _{rc} (α) [kN]	48,0	forza risultante resistente funzione di α.	
η _{carico combinato}	0,50	<1	verificata al CARICO COMBINATO

21. VERIFICA ELEVAZIONE "SCAVALCO IN ACCIAIO"

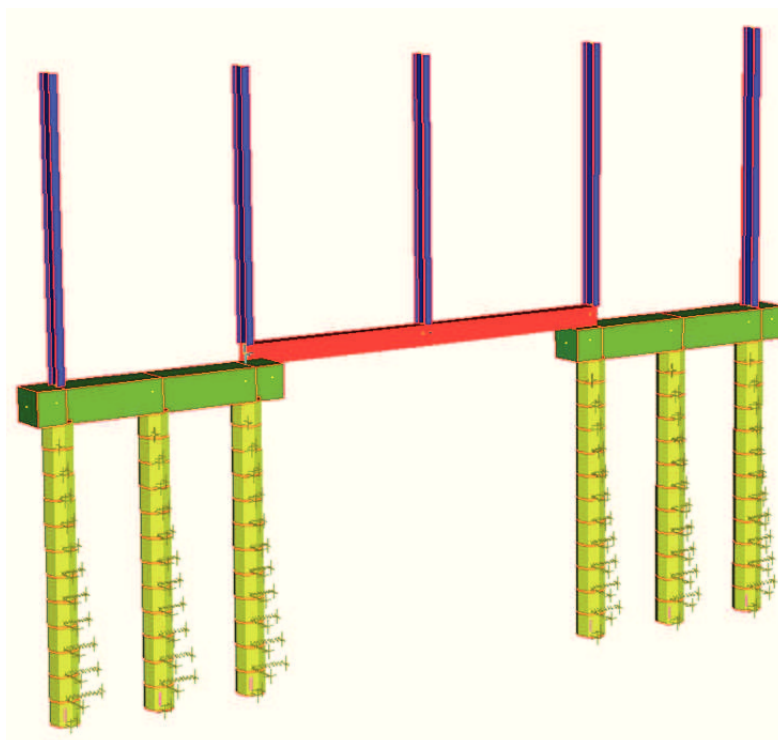
All'interno del macro MI 145, si riscontra la presenza di 2 travi di scavalco (intervento 1Nd e 2Sa) realizzate con trave in acciaio poggiante su cordolo in c.a.

Le travi di scavalco vengono realizzate con due scatolari accoppiati in acciaio S275 di altezza 40 cm, base 20 cm (base totale 40 cm) e spessore variabile (in particolare, per questi interventi viene assunto uno spessore pari a 12.5 mm).

I due scatolari vengono poi collegati al cordolo di fondazione in c.a. tramite una piastra di base con tirafondi annegati nel cordolo stesso.

Le fondazioni delle travi di scavalco in acciaio vengono realizzate mediante un cordolo in c.a. su pali $\Phi 600$.

Le travi sono soggette a sollecitazioni taglianti e flettenti nel piano verticale, generate dagli scarichi concentrati dei montanti e dei pannelli, nonché dal peso proprio della trave stessa, e da sollecitazioni torcenti, taglianti e flettenti nel piano orizzontale causate dall'azione del vento. Note le sollecitazioni di taglio, flessione e torsione si verificano gli elementi secondo le norme tecniche 2008.



21.1 METODO DI VERIFICA DELL'ELEVAZIONE DELLO SCAVALCO IN ACCIAIO

21.1.1 Verifica a flessione e taglio della trave

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_v}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

con $W_{pl,y}$ momento resistente plastico della sezione.

In presenza di flessione biassiale la verifica può essere condotta come segue:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \leq 1$$

21.1.2 Verifica a taglio-torsione della trave

Per la verifica a taglio e torsione si fa riferimento al paragrafo 4.2.4.1.2 del DM2008.

Secondo il DM2008 la verifica a taglio e torsione viene effettuata garantendo che il taglio agente non superi un valore del taglio resistente ridotto per la presenza della torsione.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta.

Per le sezioni cave il valore della resistenza a taglio ridotta è data dalla seguente formula:

$$V_{c,Rd,red} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / \sqrt{3} \gamma_{M0}} \right] V_{c,Rd}$$

dove $V_{c,Rd}$ è la resistenza a taglio pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

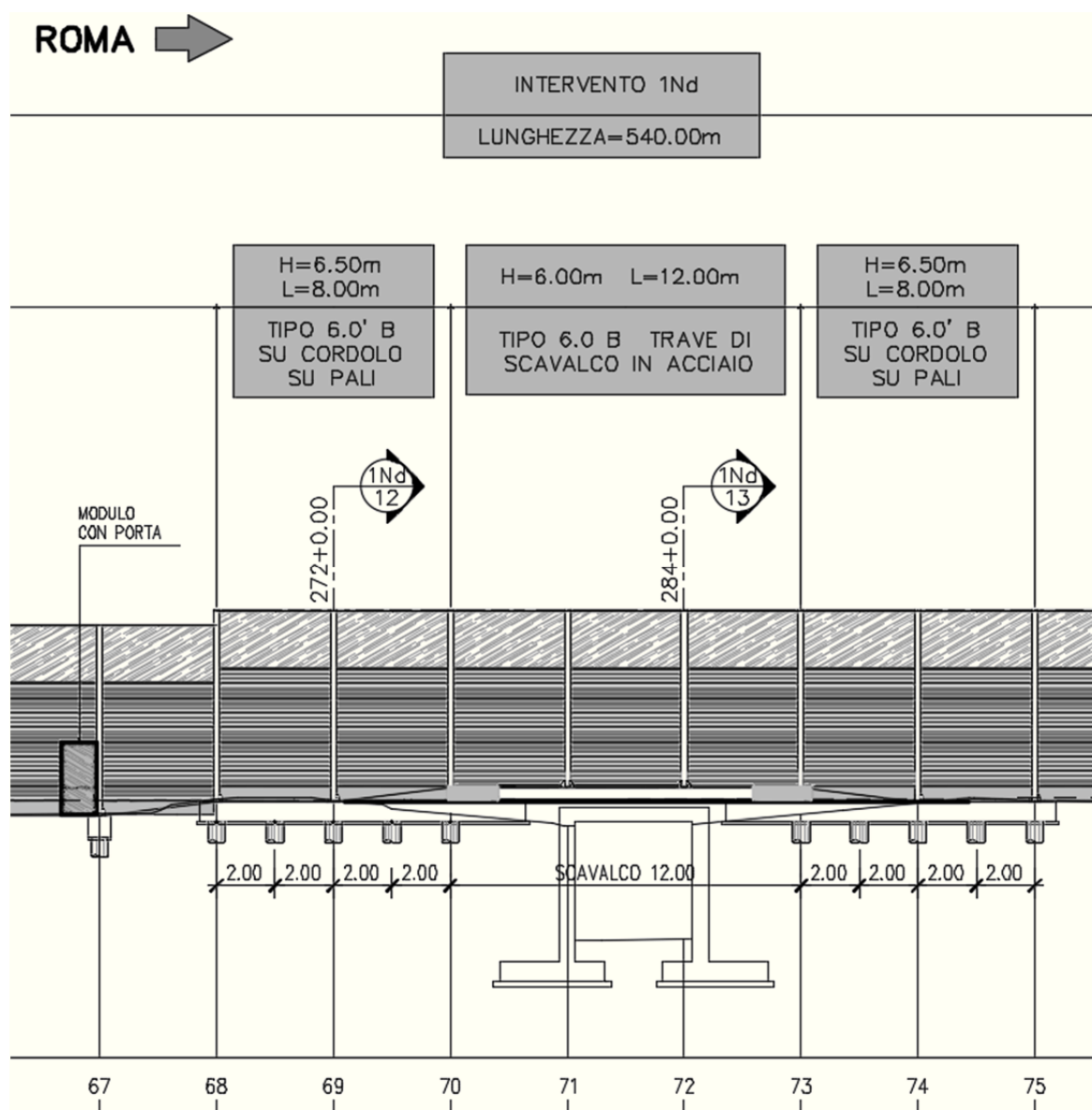
21.1.1 Verifica di deformabilità del montante

Le norme UNI EN 1794, riguardanti i dispositivi di riduzione del rumore da traffico, stabiliscono un limite di deformabilità del montante delle barriere acustiche precisando che sono esclusi, da tali limiti, gli spostamenti delle fondazioni.

La normativa impone un limite massimo di deformazione del montante pari a $H/150$, ovvero:

$$\delta_{top} - \delta_{base} = \Delta \leq H/150$$

21.2 INTERVENTO 1Nd (Montanti 68-75)



21.2.1 Geometria

DIMENSIONI BARRIERA			
Altezza strutturale del montante	h_{FOA}	[m]	6,00
Altezza del rilevato	z_{base}	[m]	4,50
Posizione barriera	Posizione	[-]	Corrente
Interasse montanti	Interasse	[m]	4,00
Sbraccio	Sbraccio	[-]	NO
Lunghezza dello sbraccio	$L_{sbraccio}$	[m]	0,00
Inclinazione dello sbraccio rispetto all'orizzontale	$\alpha_{sbraccio}$	[°]	45

DIMENSIONI PROFILO MONTANTE			
Tipo Profilo	-	-	IPE 400
Altezza profilo	h	[mm]	400
Lunghezza ali	b	[mm]	180
Spessore anima	t_w	[mm]	8,60
Spessore ali	t_f	[mm]	14
Raggio curvatura profilo	r	[mm]	21
Area	A	[mm ²]	8446
Momento di inerzia flessionale // l'anima	J_y	[mm ⁴]	2,31E+08
Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	J_z	[mm ⁴]	1,32E+07
Momento di inerzia torsionale	J_t	[mm ⁴]	3,74E+05
Momento di inerzia settoriale	J_w	[mm ⁶]	4,92E+11
Momento resistente direzione anima	W_y	[mm ³]	1,16E+06
Momento resistente direzione ali	W_z	[mm ³]	1,46E+05
Momento resistenza plastico direzione anima	$W_{y,pl}$	[mm ³]	1,31E+06
Momento resistenza plastico direzione ali	$W_{z,pl}$	[mm ³]	2,29E+05
Raggio d'inerzia // l'anima	r_y	[mm]	165,49
Raggio d'inerzia perp. l'anima	r_z	[mm]	39,50
Area resistente a taglio	A_v	[mm ²]	4269

DIMENSIONI PIASTRA MONTANTE-SCATOLARE			
Base	B	[mm]	400
Altezza	H	[mm]	600
Spessore	sp	[mm]	30
Modulo di resistenza della piastra	$W_{pl\ piastre}$	[mm ³]	90000
Area lorda resistente a taglio della piastra	$Av_{piastre\ lorda}$	[mm ²]	12000
Area netta resistente a taglio della piastra	$Av_{piastre\ netta}$	[mm ²]	9885

DIMENSIONI BULLONI			
Tipo bullone	-	-	M22
Diametro bullone	$\varnothing_{\text{bull}}$	[mm]	22
Diametro foro	$\varnothing_{\text{foro}}$	[mm]	23,5
Area bullone	A_{bull}	[mm ²]	380,13
Area resistente bullone	$A_{\text{bull, res}}$	[mm ²]	303,00
Diametro testa bullone	$\varnothing_{\text{testa}}$	[mm]	34
Numero bulloni	n_{bull}	[-]	6
Numero bulloni per lato	$n_{\text{bull lato}}$	[-]	3
Distanza longitudinale bulloni dal bordo (// B)	e_1	[mm]	50
Distanza trasversale bulloni dal bordo (// H)	e_2	[mm]	50
Interasse longitudinale bulloni (// B)	$i_{\text{long bull}}$	[mm]	150
Interasse trasversale bulloni (//H)	$i_{\text{trasv bull}}$	[mm]	500

DIMENSIONI PROFILO SCATOLARE			
Base	B	[mm]	400
Altezza	H	[mm]	400
Spessore	s	[mm]	12,5
Base netta interna	b	[mm]	375
Altezza netta interna	h	[mm]	375
Area totale	A	[mm ²]	19375
Area a taglio (carico parallelo all'altezza)	Av_y	[mm ²]	9688
Area a taglio (carico parallelo alla base)	Av_z	[mm ²]	9688
Area interna alla linea media	Ω	[mm ²]	150156
Modulo d'inerzia y-y (asse parallelo alla base)	J_y	[mm ⁴]	5,95E+08
Modulo d'inerzia z-z (asse parallelo all'altezza)	J_z	[mm ⁴]	4,86E+08
Momento statico y-y (asse parallelo alla base)	W_y	[mm ³]	2,98E+06
Momento statico z-z (asse parallelo all'altezza)	W_z	[mm ³]	2,43E+06

DIMENSIONI PIASTRA DI BASE (SCATOLARE-CORDOLO)			
Base	B	[mm]	700
Altezza	H	[mm]	600
Spessore	sp	[mm]	30
Modulo di resistenza della piastra	$W_{\text{pl piastra}}$	[mm ³]	157500
Area lorda resistente a taglio della piastra	$Av_{\text{piastra lorda}}$	[mm ²]	21000
Area netta resistente a taglio della piastra	$Av_{\text{piastra netta}}$	[mm ²]	18165

DIMENSIONI TIRAFONDI			
Tipo tirafondo	-	-	M30
Diametro tirafondo	\varnothing_{tir}	[mm]	30
Diametro foro	\varnothing_{foro}	[mm]	32
Area tirafondo	A_{tir}	[mm ²]	707
Area resistente tirafondo	$A_{tir,res}$	[mm ²]	561
Numero tirafondi	n_{tir}	[-]	6
Numero tirafondi per lato	$n_{tir\ lato}$	[-]	3
Diametro testa tirafondo	\varnothing_{testa}	[mm]	46
Interasse longitudinale tirafondi (// B)	$i_{long\ tir}$	[mm]	150
Interasse trasversale tirafondi (// H)	$i_{trav\ tir}$	[mm]	500
Distanza longitudinale tirafondi dal bordo (// B)	e_1	[mm]	50
Distanza trasversale tirafondi dal bordo (// H)	e_2	[mm]	50
Lunghezza tirafondi	l_{tir}	[mm]	400
Lunghezza piastrina	$B_{piastrina}$	[mm]	400
Larghezza piastrina	$L_{piastrina}$	[mm]	150
Spessore piastrina	$SP_{piastrina}$	[mm]	15

21.2.2 Analisi dei carichi

GEOMETRIA E SOLLECITAZIONI				
Dimensioni barriera	Altezza strutturale del montante	h_{FOA}	[m]	6,00
	Altezza del rilevato	z_{base}	[m]	4,50
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	4,00
	Sbraccio	Sbraccio	[-]	NO
	Lunghezza dello sbraccio	$L_{sbraccio}$	[m]	0,00
	Inclinazione dello sbraccio rispetto all'orizzontale	$\alpha_{sbraccio}$	[°]	45
Carichi	Peso del montante	p_{mont}	[kN/m]	0,663
	Peso dei pannelli	p_{pann}	[kN/m ²]	0,50
	Pressione del vento sul montante	$p_{vento\ mont}$	[kN/m ²]	1,188
	Pressione del vento sullo sbraccio	$p_{vento\ sbraccio}$	[kN/m ²]	-
	Carico della neve	p_{neve}	[kN/m ²]	0,21

		N [kN]	M [kNm]	T [kN]
Azioni alla base del montante	Permanenti	3,98	0,00	0,00
	permanenti non strutturali	12,00	0,00	0,00
	Vento	0,00	85,53	28,51
	Neve	0,00	0,00	0,00
Combinazioni alla base del montante	SLU - STR	23,17	128,29	42,76
	SLU - GEO	19,58	111,19	37,06
	SLE - RARA	15,98	85,53	28,51
	SLE - FREQUENTE	15,98	17,11	5,70
	SLE - QUASI PERMANENTE	15,98	0,00	0,00

21.2.3 Verifica del montante

SOLLECITAZIONI BASE MONTANTE (SLU-STR)			
Sforzo normale	N_{Ed}	[kN]	23,17
Momento flettente	M_{Ed}	[kNm]	128,29
Taglio	V_{Ed}	[kN]	42,76

SOLLECITAZIONI BASE MONTANTE (SLE-RARA)			
Sforzo normale	N_{Ed}	[kN]	15,98
Momento flettente	M_{Ed}	[kNm]	85,53
Taglio	V_{Ed}	[kN]	28,51

Verifica a taglio SLU-STR	Taglio sollecitante SLU	V_{Ed}	[kN]	42,76
	Area a taglio	A_v	[mm ²]	4269
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Taglio resistente di progetto	V_{Rd}	[kNm]	645,53
		Verifica	[%]	6,62%
	Coefficiente influenza taglio per flessione	ρ	[-]	0,00
Verifica a flessione SLU-STR	Momento sollecitante SLU	M_{Ed}	[kNm]	128,29
	Modulo elastico	W_y	[mm ³]	1156000
	Spessore dell'anima	t_w	[mm]	9
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Momento resistente di progetto	M_{Rd}	[kNm]	302,76
		Verifica	[%]	42,37%
Verifica ad instabilità euleriana	Lunghezza montante	L	[mm]	6000
	Coefficiente instabilità	$\beta_{snellezza}$	[-]	2
	Lunghezza di inflessione	l_0	[mm]	12000
	Raggio d'inerzia // l'anima	r_y	[mm]	165,49
	Snellezza	λ	[-]	72,51

Verifica a instabilità flesso-torsionale	Altezza profilo	h	[mm]	400
	Base profilo	b	[mm]	180
	Lunghezza di libera inflessione laterale	L_{cr}	[mm]	6000
	Fattore di imperfezione	α_{LT}	[-]	0,49
	Momento di inerzia flessionale // l'anima	J_y	[mm ⁴]	2,31E+08
	Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	J_z	[mm ⁴]	1,32E+07
	Momento di inerzia torsionale	J_t	[mm ⁴]	3,74E+05
	Momento di inerzia settoriale	J_ω	[mm ⁶]	4,92E+11
	Momento resistente plastico direzione anima	$W_{y,pl}$	[mm ³]	1307000
	Modulo elastico acciaio	E	[N/mm ²]	210000
	Modulo di elasticità tangenziale	G	[N/mm ²]	80769
	Coefficiente relativo alla distribuzione del momento flettente	ψ	[-]	1,75
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Momento critico elastico di instabilità torsionale	M_{cr}	[kNm]	1545,54
	Coefficiente di snellezza adimensionale	λ_{LT}	[-]	0,482
	Coefficiente	β	[-]	0,75
	Coefficiente	$\lambda_{LT,0}$	[-]	0,40
	Area montante	A	[mm ²]	8446
	Sforzo normale critico	N_{cr}	[kN]	3329,14
	Coefficiente di snellezza dipendente da N_{cr}	λ_-	[-]	0,84
	Fattore	Φ_{LT}	[-]	0,782
	Fattore correttivo	k_c	[-]	0,75
	Fattore	f	[-]	0,878
	Fattore di riduzione per instabilità flesso torsionale	χ_{LT}	[-]	0,895
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M1}	[-]	1,05
	Momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità	$M_{b,Rd}$	[kNm]	306,34
	Verifica		[%]	41,88%

Verifica tensionale in esercizio SLE-RARA	Momento agente SLE	M_{Ed}	[kNm]	85,53
	Modulo elastico	W_y	[mm ³]	1156000
	Tensione normale agente	$\sigma_{x,Ed}$	[N/mm ²]	73,99
	Taglio agente SLE	V_{Ed}	[kN]	28,51
	Area a taglio	A_v	[mm ²]	4269
	Tensione tangenziale agente	τ_{Ed}	[N/mm ²]	6,68
	Tensione ideale	σ_{id}	[N/mm ²]	74,89
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Tensione ammissibile	σ_{adm}	[N/mm ²]	261,90
	Verifica		[%]	28,59%

Verifica di deformazione	Forza del vento agente sul montante	$f_{w_{montante}}$	[kN/m]	4,75
	Modulo elastico acciaio	E	[N/mm ²]	210000
	Momento di inerzia flessionale // l'anima	J_y	[mm ⁴]	2,31E+08
	Spostamento testa montante	Δ_{max}	[mm]	14,82
	Spostamento massimo ammissibile	Δ_{amm}	[mm]	40,00
		Verifica	[%]	37,04%

21.2.4 Verifica del collegamento montante-trave di scavalco

21.2.4.1 Verifica della piastra

Verifica taglio piastra	Taglio agente STR alla base del montante	V_{Ed}	[kN]	240,22
	Area netta a taglio della piastra	$A_{V_{piastra\ netta}}$	[mm ²]	9885
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk\ piastra}$	[N/mm ²]	275
	Taglio caratteristico resistente	$V_{c,Rd}$	[kN]	1494,72
		Verifica	[%]	16,07%
	Coefficiente influenza taglio per flessione	ρ	[-]	0,00
Verifica flessione piastra	Momento agente STR alla base del montante	M_{Ed}	[kNm]	20,20
	Base piastra	$b_{piastra}$	[mm]	400
	Altezza piastra	$h_{piastra}$	[mm]	600
	Spessore piastra	$s_{piastra}$	[mm]	30
	Modulo di resistenza della piastra	$W_{pl\ piastra}$	[mm ³]	90000
	spessore anima montante	t_w	[mm]	9
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk\ piastra}$	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Momento resistente di progetto	$M_{c,Rd}$	[kNm]	23,57
		Verifica	[%]	85,68%
Verifica rifollamento piastra	Forza di taglio nel bullone	V_{Ed}	[kN]	7,13
	Diametro bullone	d_{bull}	[mm]	22
	Diametro foro	d_{foro}	[mm]	24
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{bull-bordo\ (e_1)}$	[mm]	50
	Distanza bullone dal bordo laterale	$d_{bull-bordo\ (e_2)}$	[mm]	50
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	f_{tk}	[N/mm ²]	430
	Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione perpendicolare al carico	k	[-]	2,50
	Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione parallela al carico	α	[-]	0,71
	Resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd}$	[kN]	402,55
		Verifica	[%]	1,77%
Verifica piastra con carichi concentrati dei tirafondi	Forza di trazione nel bullone	F_{bull}	[kN]	123,40
	Dimensione sbalzo piastra parallela all'anima	A	[mm]	100
	Momento massimo di incastro	M_{max}	[kNmm]	3085,07
	Modulo di resistenza elastico piastra	$W_{el\ piastra}$	[mm ³]	15000,00
	Momento resistente	$M_{c,Rd}$	[kNmm]	3928,57
		Verifica	[%]	78,53%

21.2.4.2 Verifica dei bulloni

Verifica taglio-trazione dei bulloni	Numero tirafondi totali	n_{bulloni}	[-]	6
	Numero di tirafondi tesi	$n_{\text{bulloni tesi}}$	[-]	3
	Area resistente del singolo bullone	A_{res}	[mm ²]	303
	Area resistente totale bulloni tesi	$A_{\text{stot tesa}}$	[mm ²]	909
	Base piastra	b_{piastra}	[mm]	400
	Altezza piastra	h_{piastra}	[mm]	600
	Spessore piastra	s_{piastra}	[mm]	30
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{\text{bull-bordo}} (e_1)$	[mm]	50
	Altezza utile piastra	d_{piastra}	[mm]	550
	Coefficiente di omogenizzazione acciaio-clc	$n=Es/Ec$	[-]	1
	Posizione asse neutro (analisi elastica)	x	[mm]	47,78
	Momento sollecitante STR alla base del montante	M_{Ed}	[kNm]	128,29
	Tensione massima di compressione nel clc	σ_c	[N/mm ²]	25,14
	Tensione massima di trazione nei bulloni	σ_s	[N/mm ²]	264,27
	Altezza del profilo del montante	h	[mm]	400
	Lunghezza mensola della piastra di base	L_{ala}	[mm]	100
	Tensione nel clc in corrispondenza dell'ala del montante (-traz, +comp)	$\sigma_{c \text{ lembo}}$	[N/mm ²]	-27,48
	Taglio in corrispondenza dell'ala compressa del montante	V_{comp}	[kN]	240,22
	Momento in corrispondenza dell'ala compressa del montante	M_{comp}	[kNm]	20,20
	Taglio in corrispondenza dell'ala tesa del montante	V_{teso}	[kN]	240,22
	Momento in corrispondenza dell'ala tesa del montante	M_{teso}	[kNm]	12,01
	Tensione di pretiro	σ_{pretiro}	[N/mm ²]	407,27
	Forza di trazione nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	123,40
	Taglio sollecitante STR alla base del montante	V_{Ed}	[kN]	42,76
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	7,13
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[-]	1,25
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800
	Resistenza di calcolo a trazione del bullone	$F_{t,Rd \text{ bull}}$	[kN]	174,53
	Diametro bullone	d_{bull}	[mm]	22
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	$f_{tk \text{ piastra}}$	[N/mm ²]	430
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	427,96
	Resistenza di calcolo a trazione	$F_{t,Rd}$	[kN]	174,53
		Verifica trazione	[%]	70,71%
	Resistenza di calcolo a taglio	$F_{v,Rd}$	[kN]	116,35
		Verifica taglio	[%]	6,13%
		Verifica combinata	[%]	56,63%

21.2.4.3 Verifica delle saldature

Verifica saldature	Distanza dell'irrigidimento dal bordo della piastra	$d_{irr-bordo}$	[mm]	20
	Raggio del foro del rinforzo	$raggio_{foro}$	[mm]	20
	Base piastra	$b_{piastra}$	[mm]	400
	Altezza piastra	$h_{piastra}$	[mm]	600
	Base del profilo del montante	b	[mm]	180
	Altezza profilo del montante	h	[mm]	400
	Spessore ali del montante	t_f	[mm]	14
	Spessore anima del montante	t_w	[mm]	9
	Raggio curvatura profilo del montante	r	[mm]	21
	Altezza interna del profilo del montante	h_{int}	[mm]	331
	Lunghezza dell'ala del profilo del montante	l_{ala}	[mm]	65
	Lunghezza dei cordoni dei rinforzi paralleli alle ali	$l_{rinf\ horiz}$	[mm]	70
	Lunghezza dei cordoni dei rinforzi paralleli all'anima	$l_{rinf\ vert}$	[mm]	60
	Coefficiente altezza di gola	coefficiente	[-]	0,5
	Altezza di gola della saldatura delle ali e dei rinforzi	$a_{rinf\ e\ ali}$	[mm]	6,75
	Altezza di gola della saldatura dell'anima	a_{anima}	[mm]	4,30
	Area a taglio della saldatura	$A_{v\ saldatura}$	[mm ²]	6087
	Momento d'inerzia della saldatura	$J_{el\ saldatura}$	[mm ⁴]	5,30E+08
	Modulo di resistenza elastico della saldatura	$W_{el\ saldatura}$	[mm ³]	1,89E+06
	Momento sollecitante STR alla base	M_{base}	[kNm]	128,29
	Taglio sollecitante STR alla base	V_{base}	[kN]	42,76
	Tensione normale	σ_{perp}	[N/mm ²]	67,76
	Tensione tangenziale	τ_{par}	[N/mm ²]	7,03
	Tensione risultante nella saldatura 1	$\sigma_{sald\ 1}$	[N/mm ²]	68,12
	Coefficiente	β_1	[-]	0,70
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Tensione limite 1	σ_{lim1}	[N/mm ²]	192,50
		Verifica 1	[%]	35,39%
	Tensione risultante nella saldatura 2	$\sigma_{sald\ 2}$	[N/mm ²]	74,79
	Coefficiente	β_2	[-]	0,85
	Tensione limite 2	σ_{lim2}	[N/mm ²]	233,75
		Verifica 2	[%]	31,99%

21.2.5 Verifica della trave scatolare di scavalco

SOLLECITAZIONI SCATOLARE (SLU-STR)			
Sforzo normale	N_{Ed}	[kN]	0,00
Momento flettente orizzontale	$M_{Ed\ h}$	[kNm]	44,25
Momento flettente verticale	$M_{Ed\ v}$	[kNm]	36,05
Taglio orizzontale	$V_{Ed\ h}$	[kN]	43,38
Taglio verticale	$V_{Ed\ v}$	[kN]	34,62
Momento torcente	T_{Ed}	[kNm]	28,41
Taglio risultante	V_{Ed}	[kN]	55,50

Verifica a taglio e torsione	Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd}$	[kN]	1464,85
	Tensione tangenziale da torsione	τ_{Ed}	[N/mm ²]	7,57
	Resistenza di calcolo a taglio ridotta per torsione	$V_{c,Rd,red}$	[kN]	1391,54
	Verifica a taglio e torsione	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	[kN]	3,99%
	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione	ρ	[-]	0,00
Verifica a flessione retta (piano verticale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima	$M_{y,c,Rd}$	[kNm]	779,49
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	779,49
	Verifica	$M_{Ed\ h}/M_{Rd}$	[kN]	4,62%
Verifica a flessione retta (piano orizzontale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali	$M_{z,c,Rd}$	[kNm]	636,30
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	636,30
	Verifica	$M_{Ed\ v}/M_{Rd}$	[kN]	6,95%
Verifica a presso/tenso-flessione (retta o biassiale)	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione causa taglio	ρ	[-]	0,00
	Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Tensione di snervamento ridotta per interazione M-V	$f_{y,red}$	[N/mm ²]	275
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	779,49
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	636,30
	Resistenza plastica di calcolo della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	[-]	5074,40
	Sforzo normale adimensionale	n	[-]	0,00
	Coefficiente a	a	[-]	0,50
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-N-V-T)	$M_{N,y,Rd}$	[kNm]	779,49
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-N-V-T)	$M_{N,z,Rd}$	[kNm]	636,30
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano dell'anima	$M_{Ed\ h}/M_{N,y,Rd}$	[-]	4,62%
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano delle ali	$M_{Ed\ v}/M_{N,z,Rd}$	[-]	6,95%
	Verifica a presso/tenso-flessione biassiale	$\beta_y + \beta_z$	[-]	11,58%

21.2.6 Verifica del collegamento trave di scavalco-cordolo di fondazione

SOLLECITAZIONI PIASTRA DI BASE (SLU-STR)			
Sforzo normale	N_{Ed} piastra	[kN]	34,62
Momento flettente longitudinale (asse mom. trasv.)	M_{Ed} long piastra	[kNm]	36,05
Momento flettente trasversale (asse mom. long.)	M_{Ed} trasv piastra	[kNm]	37,09
Taglio in direzione longitudinale	V_{Ed} long piastra	[kN]	0,00
Taglio in direzione trasversale	V_{Ed} trasv piastra	[kN]	43,38
Momento orizzontale	M_{Ed} h piastra	[kNm]	44,25

SOLLECITAZIONI TIRAFONDI (SLU-STR)			
Taglio	V_{Sd}	[kN]	32,07
Sforzo normale di trazione	N_{tSd}	[kN]	79,04
Sforzo normale di compressione	N_{cSd}	[kN]	90,58

21.2.6.1 Verifica dei tirafondi

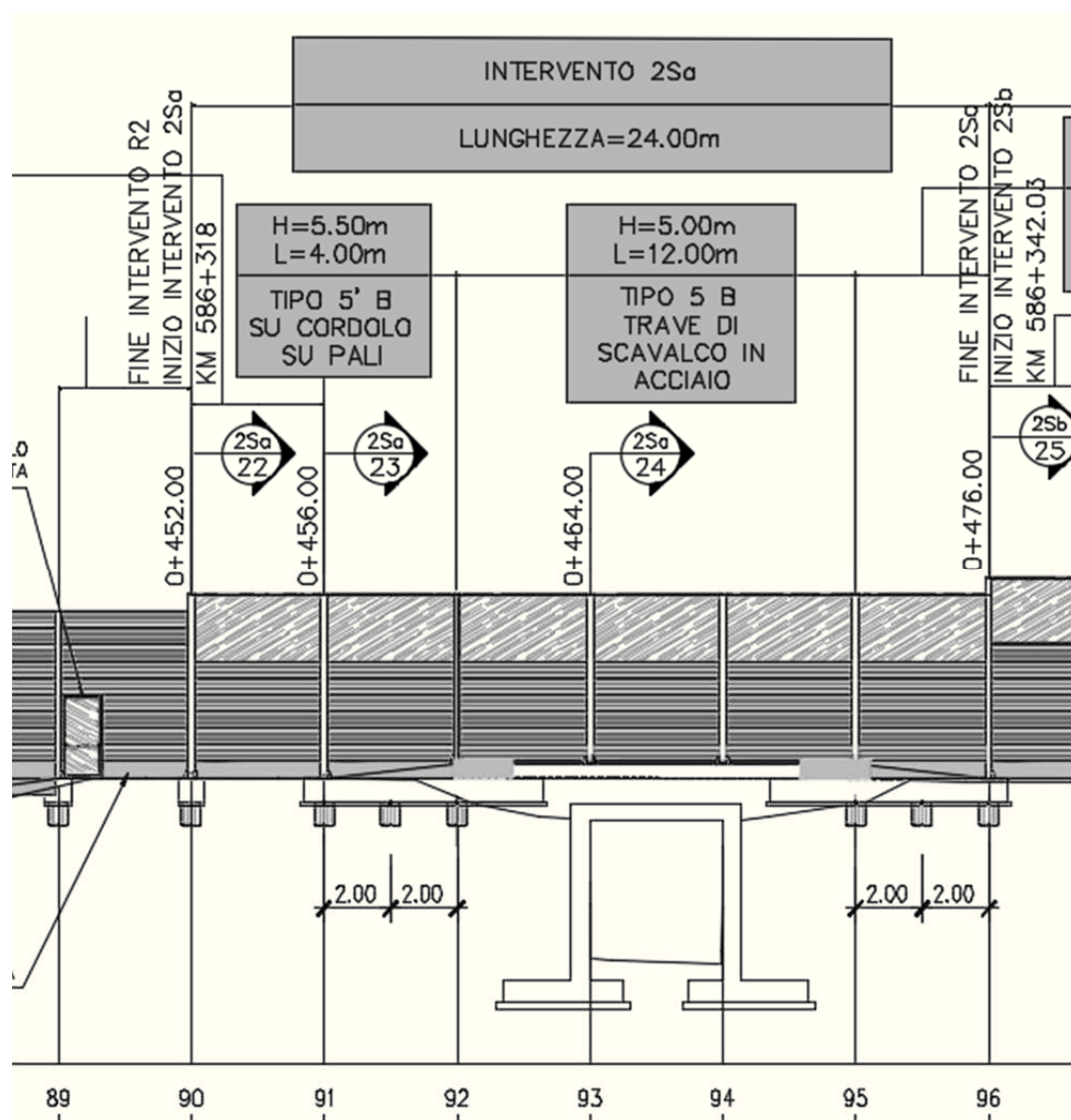
Verifica taglio-trazione dei tirafondi	Forza di trazione nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	79,04
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	32,07
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[-]	1,25
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800
	Resistenza a taglio dei tirafondi	$F_{v,Rd}$ tir	[kN]	215,42
	Coefficiente α	α	[-]	0,53
	Coefficiente k	k	[-]	2,50
	Resistenza a rifollamento del piatto	$F_{b,Rd}$	[kN]	409,52
	Resistenza a trazione dei tirafondi	$F_{t,Rd}$ tir	[kN]	323,14
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	894,83
	Resistenza a taglio	$F_{v,Rd}$	[kN]	215,42
	Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	[kN]	323,14
	Verifica combinata	$\beta_v + \beta_t$	[-]	32,36%
	Verifica trazione	β_t	[-]	24,46%

Verifica sfilamento cilindro cls	Lunghezza piastrina	$B_{\text{piastrina}}$	[mm]	400
	Larghezza piastrina	$L_{\text{piastrina}}$	[mm]	150
	Numero tirafondi per lato	$n_{\text{tirafondi tesi}}$	[-]	3
	Diametro tirafondo	d_{bull}	[mm]	30
	Sforzo normale di trazione	$F_{t,Ed}$	[kN]	79
	Base fondazione (trasversale all'asse stradale)	B_{fond}	[mm]	800
	Distanza gambo dal bordo libero di cls	a	[mm]	150
	Lunghezza tirafondo	L_{tir}	[mm]	400
	Coefficiente	α	[-]	0,50
	Coefficiente parziale per il cls	γ_c	[-]	1,5
	Coefficiente	η	[-]	1
	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione cls	f_{ck}	[N/mm ²]	28
		f_{ctm}	[N/mm ²]	2,77
		$f_{ctk,005}$	[N/mm ²]	1,94
	Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica	f_{bk}	[N/mm ²]	4,36
	Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd}	[N/mm ²]	6,54
	Resistenza di sfilamento	R_{sfil}	[kN]	311,29
		Verifica	[%]	25,39%
Verifica schiacciamento cls piastrina	Forza di trazione nel tirafondo	$F_{t,Ed}$	[kN]	79,04
	Diametro tirafondo	D_{bull}	[mm]	30
	Diametro rosetta	D_{rosetta}	[mm]	150
	Tensione nel calcestruzzo	σ_c	[N/mm ²]	1,37
		f_{cd}	[N/mm ²]	15,87
		Verifica	[%]	8,61%
Verifica spessore piastrina	Spessore piastrina	$sp_{\text{piastrina}}$	[mm]	15
	Carico agente sulla piastrina (schema a mensola)	q_l	[N/mm]	260,20
	Lunghezza mensola piastrina	l_m	[mm]	35
	Momento di incastro (schema a mensola)	M_{piastr}	[Nm]	159,374
	Modulo di resistenza elastico della piastrina	$W_{el,piastr}$	[mm ³]	1125
	Momento resistente	M_{res}	[Nm]	294,64
		Verifica	[%]	54,09%

21.2.6.2 Verifica della sezione in c.a. sotto piastra

Verifica sezione in c.a. sotto piastra	Numero di tirafondi tesi	$n_{\text{tirafondi tesi}}$	[-]	3
	Resistenza a trazione di progetto gruppo di tirafondi tesi	$F_{t,Rd}$	[kN]	969,41
	Sforzo normale alla base del montante	N_{base}	[kN]	34,62
	Risultante compressione	C_{Rd}	[kN]	1004,03
	Posizione asse neutro (stress-block)	y	[mm]	113,00
	Distanza tirafondi da baricentro piastra	z_n	[mm]	250,00
	Braccio tirafondi-risultante compressioni	z_c	[mm]	504,80
	Momento resistente	M_{res}	[kNm]	506,83
	Verifica		[%]	7,11%

21.3 INTERVENTO 2Sa (Montanti 90-96)



21.3.1 Geometria

DIMENSIONI BARRIERA			
Altezza strutturale del montante	h_{FOA}	[m]	5,50
Altezza del rilevato	z_{base}	[m]	5,50
Posizione barriera	Posizione	[-]	Corrente
Interasse montanti	Interasse	[m]	4,00
Sbraccio	Sbraccio	[-]	NO
Lunghezza dello sbraccio	$L_{sbraccio}$	[m]	0,00
Inclinazione dello sbraccio rispetto all'orizzontale	$\alpha_{sbraccio}$	[°]	0

DIMENSIONI PROFILO MONTANTE			
Tipo Profilo	-	-	IPE 360
Altezza profilo	h	[mm]	360
Lunghezza ali	b	[mm]	170
Spessore anima	t_w	[mm]	8,00
Spessore ali	t_f	[mm]	13
Raggio curvatura profilo	r	[mm]	18
Area	A	[mm ²]	7273
Momento di inerzia flessionale // l'anima	J_y	[mm ⁴]	1,63E+08
Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	J_z	[mm ⁴]	1,04E+07
Momento di inerzia torsionale	J_t	[mm ⁴]	2,89E+05
Momento di inerzia settoriale	J_ω	[mm ⁶]	3,15E+11
Momento resistente direzione anima	W_y	[mm ³]	9,04E+05
Momento resistente direzione ali	W_z	[mm ³]	1,23E+05
Momento resistenza plastico direzione anima	W_{y_pl}	[mm ³]	1,02E+06
Momento resistenza plastico direzione ali	W_{z_pl}	[mm ³]	1,91E+05
Raggio d'inerzia // l'anima	r_y	[mm]	149,57
Raggio d'inerzia perp. l'anima	r_z	[mm]	37,87
Area resistente a taglio	A_v	[mm ²]	3514

DIMENSIONI PIASTRA MONTANTE-SCATOLARE			
Base	B	[mm]	400
Altezza	H	[mm]	600
Spessore	sp	[mm]	30
Modulo di resistenza della piastra	$W_{pl\ piastra}$	[mm ³]	90000
Area lorda resistente a taglio della piastra	$Av_{piastra\ lorda}$	[mm ²]	12000
Area netta resistente a taglio della piastra	$Av_{piastra\ netta}$	[mm ²]	9885

DIMENSIONI BULLONI			
Tipo bullone	-	-	M22
Diametro bullone	$\varnothing_{\text{bull}}$	[mm]	22
Diametro foro	$\varnothing_{\text{foro}}$	[mm]	23,5
Area bullone	A_{bull}	[mm ²]	380,13
Area resistente bullone	$A_{\text{bull,res}}$	[mm ²]	303,00
Diametro testa bullone	$\varnothing_{\text{testa}}$	[mm]	34
Numero bulloni	n_{bull}	[-]	6
Numero bulloni per lato	$n_{\text{bull lato}}$	[-]	3
Distanza longitudinale bulloni dal bordo (// B)	e_1	[mm]	50
Distanza trasversale bulloni dal bordo (// H)	e_2	[mm]	50
Interasse longitudinale bulloni (// B)	$i_{\text{long bull}}$	[mm]	150
Interasse trasversale bulloni (//H)	$i_{\text{trasv bull}}$	[mm]	500

DIMENSIONI PROFILO SCATOLARE			
Base	B	[mm]	400
Altezza	H	[mm]	400
Spessore	s	[mm]	12,5
Base netta interna	b	[mm]	375
Altezza netta interna	h	[mm]	375
Area totale	A	[mm ²]	19375
Area a taglio (carico parallelo all'altezza)	A_{v_y}	[mm ²]	9688
Area a taglio (carico parallelo alla base)	A_{v_z}	[mm ²]	9688
Area interna alla linea media	Ω	[mm ²]	150156
Modulo d'inerzia y-y (asse parallelo alla base)	J_y	[mm ⁴]	5,95E+08
Modulo d'inerzia z-z (asse parallelo all'altezza)	J_z	[mm ⁴]	4,86E+08
Momento statico y-y (asse parallelo alla base)	W_y	[mm ³]	2,98E+06
Momento statico z-z (asse parallelo all'altezza)	W_z	[mm ³]	2,43E+06

DIMENSIONI PIASTRA DI BASE (SCATOLARE-CORDOLO)			
Base	B	[mm]	700
Altezza	H	[mm]	600
Spessore	sp	[mm]	30
Modulo di resistenza della piastra	$W_{\text{pl piastra}}$	[mm ³]	157500
Area lorda resistente a taglio della piastra	$A_{v \text{ piastra lorda}}$	[mm ²]	21000
Area netta resistente a taglio della piastra	$A_{v \text{ piastra netta}}$	[mm ²]	18435

DIMENSIONI TIRAFONDI			
Tipo tirafondo	-	-	M27
Diametro tirafondo	ϕ_{tir}	[mm]	27
Diametro foro	ϕ_{foro}	[mm]	29
Area tirafondo	A_{tir}	[mm ²]	573
Area resistente tirafondo	$A_{\text{tir, res}}$	[mm ²]	459
Numero tirafondi	n_{tir}	[-]	6
Numero tirafondi per lato	$n_{\text{tir lato}}$	[-]	3
Diametro testa tirafondo	ϕ_{testa}	[mm]	41
Interasse longitudinale tirafondi (// B)	$i_{\text{long tir}}$	[mm]	150
Interasse trasversale tirafondi (// H)	$i_{\text{trav tir}}$	[mm]	500
Distanza longitudinale tirafondi dal bordo (// B)	e_1	[mm]	50
Distanza trasversale tirafondi dal bordo (// H)	e_2	[mm]	50
Lunghezza tirafondi	l_{tir}	[mm]	400
Lunghezza piastrina	$B_{\text{piastrina}}$	[mm]	400
Larghezza piastrina	$L_{\text{piastrina}}$	[mm]	150
Spessore piastrina	$sp_{\text{piastrina}}$	[mm]	15

21.3.2 Analisi dei carichi

GEOMETRIA E SOLLECITAZIONI				
Dimensioni barriera	Altezza strutturale del montante	h_{FOA}	[m]	5,50
	Altezza del rilevato	z_{base}	[m]	5,50
	Posizione barriera	Posizione	[-]	Corrente
	Interasse montanti	Interasse	[m]	4,00
	Sbraccio	Sbraccio	[-]	NO
	Lunghezza dello sbraccio	L_{sbraccio}	[m]	0,00
	Inclinazione dello sbraccio rispetto all'orizzontale	α_{sbraccio}	[°]	0
Carichi	Peso del montante	p_{mont}	[kN/m]	0,571
	Peso dei pannelli	p_{pann}	[kN/m ²]	0,50
	Pressione del vento sul montante	$p_{\text{vento mont}}$	[kN/m ²]	1,205
	Pressione del vento sullo sbraccio	$p_{\text{vento sbraccio}}$	[kN/m ²]	-
	Carico della neve	p_{neve}	[kN/m ²]	0,43

		N [kN]	M [kNm]	T [kN]
Azioni alla base del montante	Permanenti	3,14	0,00	0,00
	permanenti non strutturali	11,00	0,00	0,00
	Vento	0,00	72,88	26,50
	Neve	0,00	0,00	0,00
Combinazioni alla base del montante	SLU - STR	20,58	109,31	39,75
	SLU - GEO	17,44	94,74	34,45
	SLE - RARA	14,14	72,88	26,50
	SLE - FREQUENTE	14,14	14,58	5,30
	SLE - QUASI PERMANENTE	14,14	0,00	0,00

21.3.3 Verifica del montante

SOLLECITAZIONI BASE MONTANTE (SLU-STR)			
Sforzo normale	N_{Ed}	[kN]	20,58
Momento flettente	M_{Ed}	[kNm]	109,31
Taglio	V_{Ed}	[kN]	39,75

SOLLECITAZIONI BASE MONTANTE (SLE-RARA)			
Sforzo normale	N_{Ed}	[kN]	14,14
Momento flettente	M_{Ed}	[kNm]	72,88
Taglio	V_{Ed}	[kN]	26,50

Verifica a taglio SLU-STR	Taglio sollecitante SLU	V_{Ed}	[kN]	39,75
	Area a taglio	A_v	[mm ²]	3514
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Taglio resistente di progetto	V_{Rd}	[kNm]	531,32
		Verifica	[%]	7,48%
	Coefficiente influenza taglio per flessione	ρ	[-]	0,00
Verifica a flessione SLU-STR	Momento sollecitante SLU	M_{Ed}	[kNm]	109,31
	Modulo elastico	W_y	[mm ³]	903600
	Spessore dell'anima	t_w	[mm]	8
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Momento resistente di progetto	M_{Rd}	[kNm]	236,66
		Verifica	[%]	46,19%
Verifica ad instabilità euleriana	Lunghezza montante	L	[mm]	5500
	Coefficiente instabilità	$\beta_{snellezza}$	[-]	2
	Lunghezza di inflessione	l_0	[mm]	11000
	Raggio d'inerzia // l'anima	r_y	[mm]	149,57
	Snellezza	λ	[-]	73,55

Verifica a instabilità flesso-torsionale	Altezza profilo	h	[mm]	360
	Base profilo	b	[mm]	170
	Lunghezza di libera inflessione laterale	L_{cr}	[mm]	5500
	Fattore di imperfezione	α_{LT}	[-]	0,49
	Momento di inerzia flessionale // l'anima	J_y	[mm ⁴]	1,63E+08
	Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	J_z	[mm ⁴]	1,04E+07
	Momento di inerzia torsionale	J_t	[mm ⁴]	2,89E+05
	Momento di inerzia settoriale	J_ω	[mm ⁶]	3,15E+11
	Momento resistente plastico direzione anima	$W_{y,pl}$	[mm ³]	1019000
	Modulo elastico acciaio	E	[N/mm ²]	210000
	Modulo di elasticità tangenziale	G	[N/mm ²]	80769
	Coefficiente relativo alla distribuzione del momento flettente	ψ	[-]	1,75
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Momento critico elastico di instabilità torsionale	M_{cr}	[kNm]	1238,25
	Coefficiente di snellezza adimensionale	λ_{LT}	[-]	0,476
	Coefficiente	β	[-]	0,75
	Coefficiente	$\lambda_{LT,0}$	[-]	0,40
	Area montante	A	[mm ²]	7273
	Sforzo normale critico	N_{cr}	[kN]	2786,90
	Coefficiente di snellezza dipendente da N_{cr}	λ_-	[-]	0,85
	Fattore	Φ_{LT}	[-]	0,788
	Fattore correttivo	k_c	[-]	0,75
	Fattore	f	[-]	0,879
	Fattore di riduzione per instabilità flesso torsionale	χ_{LT}	[-]	0,881
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M1}	[-]	1,05
	Momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità	$M_{b,Rd}$	[kNm]	235,16
	Verifica		[%]	46,49%

Verifica tensionale in esercizio SLE-RARA	Momento agente SLE	M_{Ed}	[kNm]	72,88
	Modulo elastico	W_y	[mm ³]	903600
	Tensione normale agente	$\sigma_{x,Ed}$	[N/mm ²]	80,65
	Taglio agente SLE	V_{Ed}	[kN]	26,50
	Area a taglio	A_v	[mm ²]	3514
	Tensione tangenziale agente	τ_{Ed}	[N/mm ²]	7,54
	Tensione ideale	σ_{id}	[N/mm ²]	81,70
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Tensione ammissibile	σ_{adm}	[N/mm ²]	261,90
	Verifica		[%]	31,20%

Verifica di deformazione	Forza del vento agente sul montante	$f_{w_{montante}}$	[kN/m]	4,82
	Modulo elastico acciaio	E	[N/mm ²]	210000
	Momento di inerzia flessionale // l'anima	J_y	[mm ⁴]	1,63E+08
	Spostamento testa montante	Δ_{max}	[mm]	14,99
	Spostamento massimo ammissibile	Δ_{amm}	[mm]	36,67
		Verifica	[%]	40,88%

21.3.4 Verifica del collegamento montante-trave di scavalco

21.3.4.1 Verifica della piastra

Verifica taglio piastra	Taglio agente STR alla base del montante	V_{Ed}	[kN]	204,68
	Area netta a taglio della piastra	$A_{v_{piastra\ netta}}$	[mm ²]	9885
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk\ piastra}$	[N/mm ²]	275
	Taglio caratteristico resistente	$V_{c,Rd}$	[kN]	1494,72
		Verifica	[%]	13,69%
	Coefficiente influenza taglio per flessione	ρ	[-]	0,00
Verifica flessione piastra	Momento agente STR alla base del montante	M_{Ed}	[kNm]	21,30
	Base piastra	$b_{piastra}$	[mm]	400
	Altezza piastra	$h_{piastra}$	[mm]	600
	Spessore piastra	$s_{piastra}$	[mm]	30
	Modulo di resistenza della piastra	$W_{pl\ piastra}$	[mm ³]	90000
	spessore anima montante	t_w	[mm]	8
	Tensione caratteristica di snervamento della piastra	$f_{yk\ piastra}$	[N/mm ²]	275
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
	Momento resistente di progetto	$M_{c,Rd}$	[kNm]	23,57
		Verifica	[%]	90,37%
Verifica rifollamento piastra	Forza di taglio nel bullone	V_{Ed}	[kN]	6,63
	Diametro bullone	d_{bull}	[mm]	22
	Diametro foro	d_{foro}	[mm]	24
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{bull-bordo\ (e_1)}$	[mm]	50
	Distanza bullone dal bordo laterale	$d_{bull-bordo\ (e_2)}$	[mm]	50
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	f_{tk}	[N/mm ²]	430
	Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione perpendicolare al carico	k	[-]	2,50
	Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione parallela al carico	α	[-]	0,71
	Resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd}$	[kN]	402,55
		Verifica	[%]	1,65%

Verifica piastra con carichi concentrati dei tirafondi	Forza di trazione nel bullone	F_{bull}	[kN]	123,40
	Dimensione sbalzo piastra parallela all'anima	A	[mm]	120
	Momento massimo di incastro	M_{max}	[kNmm]	3702,08
	Modulo di resistenza elastico piastra	$W_{el\text{ piastra}}$	[mm ³]	18000,00
	Momento resistente	$M_{c,Rd}$	[kNmm]	4714,29
		Verifica	[%]	78,53%

21.3.4.2 Verifica dei bulloni

Verifica taglio-trazione dei bulloni	Numero tirafondi totali	$n_{bulloni}$	[-]	6
	Numero di tirafondi tesi	$n_{bulloni\text{ tesi}}$	[-]	3
	Area resistente del singolo bullone	A_{res}	[mm ²]	303
	Area resistente totale bulloni tesi	$A_{stot\text{ tesa}}$	[mm ²]	909
	Base piastra	$b_{piastra}$	[mm]	400
	Altezza piastra	$h_{piastra}$	[mm]	600
	Spessore piastra	$s_{piastra}$	[mm]	30
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{bull-bordo\text{ (e}_1)}$	[mm]	50
	Altezza utile piastra	$d_{piastra}$	[mm]	550
	Coefficiente di omogenizzazione acciaio-clc	$n=Es/Ec$	[-]	1
	Posizione asse neutro (analisi elastica)	x	[mm]	47,78
	Momento sollecitante STR alla base del montante	M_{Ed}	[kNm]	109,31
	Tensione massima di compressione nel clc	σ_c	[N/mm ²]	21,42
	Tensione massima di trazione nei bulloni	σ_s	[N/mm ²]	225,17
	Altezza del profilo del montante	h	[mm]	360
	Lunghezza mensola della piastra di base	L_{ala}	[mm]	120
	Tensione nel clc in corrispondenza dell'ala del montante (-traz, +comp)	$\sigma_{c\text{ lembo}}$	[N/mm ²]	-32,38
	Taglio in corrispondenza dell'ala compressa del montante	V_{comp}	[kN]	204,68
	Momento in corrispondenza dell'ala compressa del montante	M_{comp}	[kNm]	21,30
	Taglio in corrispondenza dell'ala tesa del montante	V_{teso}	[kN]	204,68
	Momento in corrispondenza dell'ala tesa del montante	M_{teso}	[kNm]	14,33
	Tensione di pretiro	$\sigma_{pretiro}$	[N/mm ²]	407,27
	Forza di trazione nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	123,40
	Taglio sollecitante STR alla base del montante	V_{Ed}	[kN]	39,75
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	6,63
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[-]	1,25
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800
	Resistenza di calcolo a trazione del bullone	$F_{t,Rd\text{ bull}}$	[kN]	174,53
	Diametro bullone	d_{bull}	[mm]	22
	Resistenza caratteristica a rottura della piastra	$f_{tk\text{ piastra}}$	[N/mm ²]	430
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	427,96
	Resistenza di calcolo a trazione	$F_{t,Rd}$	[kN]	174,53
		Verifica trazione	[%]	70,71%
	Resistenza di calcolo a taglio	$F_{v,Rd}$	[kN]	116,35
		Verifica taglio	[%]	5,69%
		Verifica combinata	[%]	56,20%

21.3.4.3 Verifica delle saldature

Verifica saldature	Distanza dell'irrigidimento dal bordo della piastra	$d_{irr-bordo}$	[mm]	20
	Raggio del foro del rinforzo	$raggio_{foro}$	[mm]	20
	Base piastra	$b_{piastra}$	[mm]	400
	Altezza piastra	$h_{piastra}$	[mm]	600
	Base del profilo del montante	b	[mm]	170
	Altezza profilo del montante	h	[mm]	360
	Spessore ali del montante	t_f	[mm]	13
	Spessore anima del montante	t_w	[mm]	8
	Raggio curvatura profilo del montante	r	[mm]	18
	Altezza interna del profilo del montante	h_{int}	[mm]	299
	Lunghezza dell'ala del profilo del montante	l_{ala}	[mm]	63
	Lunghezza dei cordoni dei rinforzi paralleli alle ali	$l_{rinf\ horiz}$	[mm]	75
	Lunghezza dei cordoni dei rinforzi paralleli all'anima	$l_{rinf\ vert}$	[mm]	80
	Coefficiente altezza di gola	coefficiente	[-]	0,5
	Altezza di gola della saldatura delle ali e dei rinforzi	$a_{rinf\ e\ ali}$	[mm]	6,35
	Altezza di gola della saldatura dell'anima	a_{anima}	[mm]	4,00
	Area a taglio della saldatura	$A_{v\ saldatura}$	[mm ²]	6453
	Momento d'inerzia della saldatura	$J_{el\ saldatura}$	[mm ⁴]	4,85E+08
	Modulo di resistenza elastico della saldatura	$W_{el\ saldatura}$	[mm ³]	1,73E+06
	Momento sollecitante STR alla base	M_{base}	[kNm]	109,31
	Taglio sollecitante STR alla base	V_{base}	[kN]	39,75
	Tensione normale	η_{perp}	[N/mm ²]	63,13
	Tensione tangenziale	t_{par}	[N/mm ²]	6,16
	Tensione risultante nella saldatura 1	$\sigma_{sald\ 1}$	[N/mm ²]	63,43
	Coefficiente	β_1	[-]	0,70
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Tensione limite 1	σ_{lim1}	[N/mm ²]	192,50
		Verifica 1	[%]	32,95%
	Tensione risultante nella saldatura 2	$\sigma_{sald\ 2}$	[N/mm ²]	69,29
	Coefficiente	β_2	[-]	0,85
	Tensione limite 2	σ_{lim2}	[N/mm ²]	233,75
		Verifica 2	[%]	29,64%

21.3.5 Verifica della trave scatolare di scavalco

SOLLECITAZIONI SCATOLARE (SLU-STR)			
Sforzo normale	N_{Ed}	[kN]	0,00
Momento flettente orizzontale	$M_{Ed\ h}$	[kNm]	49,11
Momento flettente verticale	$M_{Ed\ v}$	[kNm]	30,30
Taglio orizzontale	$V_{Ed\ h}$	[kN]	36,15
Taglio verticale	$V_{Ed\ v}$	[kN]	30,18
Momento torcente	T_{Ed}	[kNm]	97,61
Taglio risultante	V_{Ed}	[kN]	47,09

Verifica a taglio e torsione	Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd}$	[kN]	1464,85
	Tensione tangenziale da torsione	τ_{Ed}	[N/mm ²]	26,00
	Resistenza di calcolo a taglio ridotta per torsione	$V_{c,Rd,red}$	[kN]	1212,96
	Verifica a taglio e torsione	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	[kN]	3,88%
	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione	ρ	[-]	0,00
Verifica a flessione retta (piano verticale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima	$M_{y,c,Rd}$	[kNm]	779,49
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	779,49
	Verifica	$M_{Ed\ h}/M_{Rd}$	[kN]	3,89%
Verifica a flessione retta (piano orizzontale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali	$M_{z,c,Rd}$	[kNm]	636,30
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	636,30
	Verifica	$M_{Ed\ v}/M_{Rd}$	[kN]	7,72%
Verifica a presso/tenso-flessione (retta o biassiale)	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione causa taglio	ρ	[-]	0,00
	Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	[N/mm ²]	275
	Tensione di snervamento ridotta per interazione M-V	$f_{y,red}$	[N/mm ²]	275
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	779,49
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	636,30
	Resistenza plastica di calcolo della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	[-]	5074,40
	Sforzo normale adimensionale	n	[-]	0,00
	Coefficiente a	a	[-]	0,50
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-N-V-T)	$M_{N,y,Rd}$	[kNm]	779,49
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-N-V-T)	$M_{N,z,Rd}$	[kNm]	636,30
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano dell'anima	$M_{Ed\ h}/M_{N,y,Rd}$	[-]	3,89%
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano delle ali	$M_{Ed\ v}/M_{N,z,Rd}$	[-]	7,72%
	Verifica a presso/tenso-flessione biassiale	$\beta_y + \beta_z$	[-]	11,61%

21.3.6 Verifica del collegamento trave di scavalco-cordolo di fondazione

SOLLECITAZIONI PIASTRA DI BASE (SLU-STR)			
Sforzo normale	N_{Ed} piastra	[kN]	30,18
Momento flettente longitudinale (asse mom. trasv.)	M_{Ed} long piastra	[kNm]	30,3
Momento flettente trasversale (asse mom. long.)	M_{Ed} trasv piastra	[kNm]	104,84
Taglio in direzione longitudinale	V_{Ed} long piastra	[kN]	0,00
Taglio in direzione trasversale	V_{Ed} trasv piastra	[kN]	36,15
Momento orizzontale	M_{Ed} h piastra	[kNm]	49,11

SOLLECITAZIONI TIRAFONDI (SLU-STR)			
Taglio	V_{Sd}	[kN]	34,28
Sforzo normale di trazione	N_{tSd}	[kN]	115,36
Sforzo normale di compressione	N_{cSd}	[kN]	125,42

21.3.6.1 Verifica dei tirafondi

Verifica taglio-trazione dei tirafondi	Forza di trazione nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	115,36
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	34,28
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	[-]	1,25
	Tensione di rottura del bullone	f_{tb}	[N/mm ²]	800
	Resistenza a taglio dei tirafondi	$F_{v,Rd}$ tir	[kN]	176,26
	Coefficiente α	α	[-]	0,58
	Coefficiente k	k	[-]	2,50
	Resistenza a rifollamento del piatto	$F_{b,Rd}$	[kN]	407,37
	Resistenza a trazione dei tirafondi	$F_{t,Rd}$ tir	[kN]	264,38
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	797,56
	Resistenza a taglio	$F_{v,Rd}$	[kN]	176,26
	Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	[kN]	264,38
	Verifica combinata	$\beta_v + \beta_t$	[-]	50,62%
	Verifica trazione	β_t	[-]	43,63%

Verifica sfilamento cilindro cls	Lunghezza piastrina	$B_{\text{piastrina}}$	[mm]	400
	Larghezza piastrina	$L_{\text{piastrina}}$	[mm]	150
	Numero tirafondi per lato	$n_{\text{tirafondi tesi}}$	[-]	3
	Diametro tirafondo	d_{bull}	[mm]	27
	Sforzo normale di trazione	$F_{t,Ed}$	[kN]	115
	Base fondazione (trasversale all'asse stradale)	B_{fond}	[mm]	800
	Distanza gambo dal bordo libero di cls	a	[mm]	150
	Lunghezza tirafondo	L_{tir}	[mm]	400
	Coefficiente	α	[-]	0,50
	Coefficiente parziale per il cls	γ_c	[-]	1,5
	Coefficiente	η	[-]	1
	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione cls	f_{ck}	[N/mm ²]	28
		f_{ctm}	[N/mm ²]	2,77
		$f_{ctk,005}$	[N/mm ²]	1,94
	Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica	f_{bk}	[N/mm ²]	4,36
	Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd}	[N/mm ²]	6,54
	Resistenza di sfilamento	R_{sfil}	[kN]	299,44
		Verifica	[%]	38,53%
Verifica schiacciamento cls piastrina	Forza di trazione nel tirafondo	$F_{t,Ed}$	[kN]	115,36
	Diametro tirafondo	D_{bull}	[mm]	27
	Diametro rosetta	D_{rosetta}	[mm]	150
	Tensione nel calcestruzzo	σ_c	[N/mm ²]	1,98
		f_{cd}	[N/mm ²]	15,87
		Verifica	[%]	12,48%
Verifica spessore piastrina	Spessore piastrina	$sp_{\text{piastrina}}$	[mm]	15
	Carico agente sulla piastrina (schema a mensola)	q_l	[N/mm]	147,84
	Lunghezza mensola piastrina	l_m	[mm]	36,5
	Momento di incastro (schema a mensola)	M_{piastr}	[Nm]	98,48
	Modulo di resistenza elastico della piastrina	$W_{el,piastr}$	[mm ³]	1012,5
	Momento resistente	M_{res}	[Nm]	265,18
		Verifica	[%]	37,14%

21.3.6.2 Verifica della sezione in c.a. sotto piastra

Verifica sezione in c.a. sotto piastra	Numero di tirafondi tesi	$n_{\text{tirafondi tesi}}$	[-]	3
	Resistenza a trazione di progetto gruppo di tirafondi tesi	$F_{t,Rd}$	[kN]	793,15
	Sforzo normale alla base del montante	N_{base}	[kN]	30,18
	Risultante compressione	C_{Rd}	[kN]	823,33
	Posizione asse neutro (stress-block)	y	[mm]	92,66
	Distanza tirafondi da baricentro piastra	z_n	[mm]	250,00
	Braccio tirafondi-risultante compressioni	z_c	[mm]	512,94
	Momento resistente	M_{res}	[kNm]	422,32
		Verifica	[%]	7,17%

22.DICHIARAZIONI DI CUI AL PUNTO 10.2 DEL D.M. 14/01/2008

22.1 DESCRIZIONE GENERALE

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica lineare utilizzando lo spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del D.M. 14/01/2008.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle 3 coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

22.2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati:

- Gelfi - VcaSlu (software con licenza free)
- Strand7 Pty Ltd. – Straus7

22.3 AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI

La documentazione, fornita dai produttori e distributori del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi-prova interamente risolti e commentati che rendono i codici di calcolo affidabili.

22.4 VALIDAZIONE DEI CODICI

La struttura in progetto NON è relativa ad un'opera di particolare importanza, ritenuta tale dal Committente, per questo NON sono stati eseguiti controlli incrociati sui risultati di calcolo attraverso l'esecuzione nuovamente dei calcoli da soggetto, prescelto dal Committente, diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente.

22.5 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre ad illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa ed efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

22.6 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da averne una visione consapevole del corretto comportamento.

22.7 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Alla luce dei risultati ottenuti, coerenti con quelli conseguiti negli altri interventi del Piano di Risanamento Acustico attualmente in corso di realizzazione su tutto il territorio nazionale, si può asserire che l'elaborazione è corretta **ed idonea al caso specifico**, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi **validi ed accettabili**.