

**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**

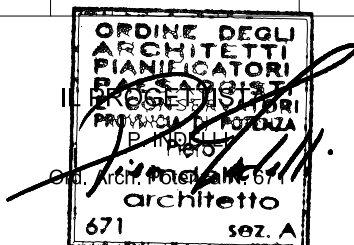
**PROGETTO ESECUTIVO**  
**MACROINTERVENTO 145**  
**COMUNE DI VALMONTONE**

**ELABORATI STRUTTURALI**

Titolo Elaborato

**RELAZIONE DI CALCOLO PORTALE A BANDIERA**  
**TIPO "A"**

Commessa	Codice Elaborato	Rev	Scala	Data
01286	STR-055	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 Prog. Km 585+000 a Prog. Km 588+000**

**Macrointervento 145**  
**Comune di Valmontone**

**RELAZIONE DI CALCOLO**  
**PORTALE A BANDIERA "TIPO A" – L=10.00 m**

## SOMMARIO

<b>1. INTRODUZIONE.....</b>	<b>5</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI .....</b>	<b>9</b>
<b>3. MATERIALI .....</b>	<b>11</b>
3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI.....	11
3.2 ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA.....	12
3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA .....	12
3.4 BULLONI AD ALTA RESISTENZA .....	13
3.5 SALDATURE.....	13
<b>4. SOFTWARE DI CALCOLO .....</b>	<b>14</b>
<b>5. CARICHI DI PROGETTO .....</b>	<b>15</b>
5.1 ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	15
5.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA.....	15
5.2.1 CARICHI PERMANENTI - PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI ( $G_1$ - $G_2$ ).....	15
5.2.2 AZIONI DEI CARICHI VARIABILI ( $Q_{AK}$ ).....	18
5.2.3 AZIONI DEL VENTO ( $Q_{WK}$ ) .....	18
5.2.4 AZIONI DI BUFFETING .....	26
5.2.5 CARICO DA NEVE .....	29
5.2.6 TEMPERATURA .....	30
5.2.7 AZIONE SISMICA ( $E_K$ ) .....	31
<b>6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>35</b>
6.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA REALE – COMUNE DI VALMONTONE .....	35
6.1.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA .....	35
6.1.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	36
6.1.3 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE .....	37
6.2 CONFRONTO TRA LE DUE CARATTERIZZAZIONI.....	43
<b>7. COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>45</b>
7.1 COMBINAZIONI PER GLI S.L.U. ....	45
7.2 COMBINAZIONI PER GLI S.L.E. ....	46
<b>8. ANALISI STRUTTURALE .....</b>	<b>47</b>
8.1 GENERALITÀ .....	47

8.2	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI.....	48
8.3	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	54
8.3.1	ENVE SLE - CARATTERISTICA .....	56
8.3.2	ENVE SISMA - SLV .....	58
8.4	SPOSTAMENTI .....	60
8.5	AZIONI IN FONDAZIONE .....	62
<b>9.</b>	<b>VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....</b>	<b>65</b>
9.1	STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE .....	65
9.1.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	65
9.1.2	VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO .....	68
9.1.3	VERIFICA DEI GIUNTI DI CONNESSIONE.....	72
9.2	ANCORAGGIO ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	84
9.3	VERIFICHE PER AZIONI CICLICHE - FATICA .....	89
9.3.1	GENERALITÀ .....	89
9.3.1	VERIFICA A FATICA DELLE SEZIONI SALDATE A PIENA PENETRAZIONE .....	93
9.3.2	VERIFICA A FATICA DELLE GIUNZIONI BULLONATE .....	96
<b>10.</b>	<b>CRITERI GENERALI DELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>105</b>
10.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) .....	105
10.1.1	AZIONI .....	105
10.1.2	RESISTENZE.....	106
10.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) .....	107
<b>11.</b>	<b>METODI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI</b>	
<b>PROFONDE .....</b>	<b>108</b>	
11.1	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DI PALI E MICROPALI DI FONDAZIONE .....	109
11.1.1	PORTATA UNITARIA DI BASE $q_b$ .....	111
11.1.2	ATTRITO LATERALE $q_s$ .....	112
11.2	VERIFICA AI CARICHI TRASVERSALI.....	113
11.3	CALCOLO DELLE MOLLE ORIZZONTALI ALLA WINKLER DEL TERRENO.....	117
<b>12.</b>	<b>STRATIGRAFIE GEOTECNICHE DI CALCOLO .....</b>	<b>120</b>
<b>13.</b>	<b>VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU MONOPALO .....</b>	<b>121</b>
13.1	GEOMETRIA E SOLLECITAZIONI.....	121
13.2	VERIFICA GEOTECNICA DI PORTANZA AI CARICHI ASSIALI.....	123
13.3	VERIFICA GEOTECNICA DI RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI .....	127
13.4	DETERMINAZIONE DELLE MOLLE ORIZZONTALI.....	129
13.5	VERIFICA STRUTTURALE PER SOLLECITAZIONI FLESSIONALI.....	130



---

13.6	VERIFICA STRUTTURALE PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI .....	131
13.7	VERIFICA STRUTTURALE PER SOLLECITAZIONI TORSIONALI .....	131
13.8	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	133
13.9	VERIFICA A FESSURAZIONE .....	134
13.10	VERIFICA STRUTTURALE DEL PLINTO.....	135
13.10.1	VERIFICHE PER CONDIZIONI STATICHE SLU-STR .....	136
13.10.1	VERIFICHE PER CONDIZIONI SISMICHE SLV .....	139

## 1. INTRODUZIONE

La segnaletica verticale d'informazione, come servizio all'utenza, è da sempre uno degli obiettivi più importanti della Società AUTOSTRADE per l'Italia S.p.A.

La presente relazione contiene le ipotesi progettuali assunte e le principali risultanze delle analisi, sia relativamente alla parte in elevazione, sia alla struttura di fondazione, per il portale tipologico denominato "Portale a bandiera Tipo A", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 10.00 m.

La struttura in progetto è finalizzata al sostenimento della cartellonistica stradale a servizio dei veicoli in transito sulla sede autostradale.

La parte in elevazione è costituita da un montante a sezione scatolare variabile con l'altezza e pari a 700x500 mm alla base, 500x700 mm in sommità (BxH), vincolato a terra attraverso un sistema di tirafondi solidali col plinto di fondazione, avente impronta rettangolare in pianta e fondato su palo trivellato a elica di diametro e lunghezza da definirsi in relazione alle caratteristiche del suolo.

La cartellonistica è sorretta da tubolari in acciaio  $\square=90\text{mm}$ , aventi interasse e spessore variabili in relazione alla dimensione del cartellone, solidarizzati alla mensola della struttura principale attraverso collari bullonati.

La mensola è costituita anch'essa da una struttura composta in acciaio avente sezione quadrata di 500x500 mm (BxH) e lunghezza massima dello sbraccio pari a 10 m (misurata dall'asse del montante).

La struttura, costituita da due parti principali; si realizza in stabilimento attraverso saldature a piena penetrazione e, una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, si assembla attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio".

Le lamiere hanno spessore  $s=10\text{ mm}$  per la parte dello sbraccio (lunghezza massima  $L_{\text{MAX}}=9.05\text{ m}$ );  $s=12\text{ mm}$  a costituire la restante porzione della mensola e la colonna montante.

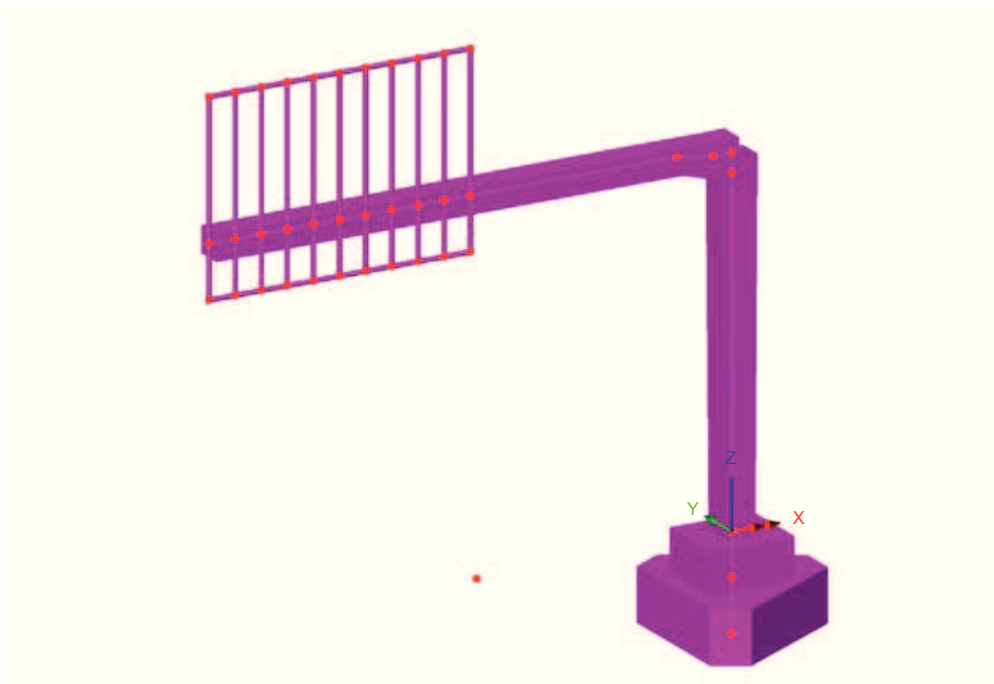
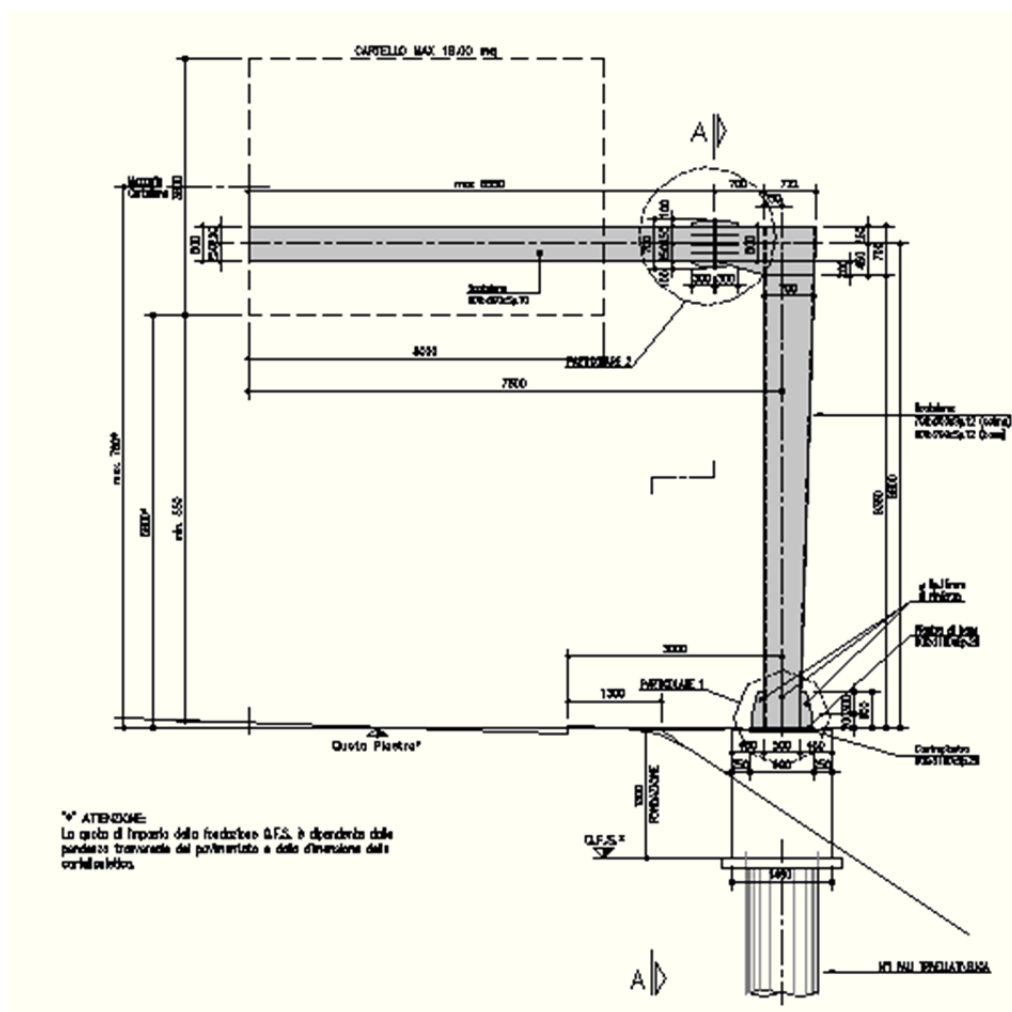


Fig. 1 – Vista 3D del portale

La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera di spessore massimo  $s=3\text{ mm}$ . Le analisi sono state effettuate nell'ipotesi che il massimo numero di cartelloni posizionabili sia pari ad

uno, avente la geometria schematizzata nell'immagine precedente e dettagliata negli elaborati grafici a corredo. La superficie massima esposta al vento è pari a  $5.00 \times 3.60 = 18 \text{ m}^2$  (BxH).



*Fig. 2 – Vista frontale del portale*

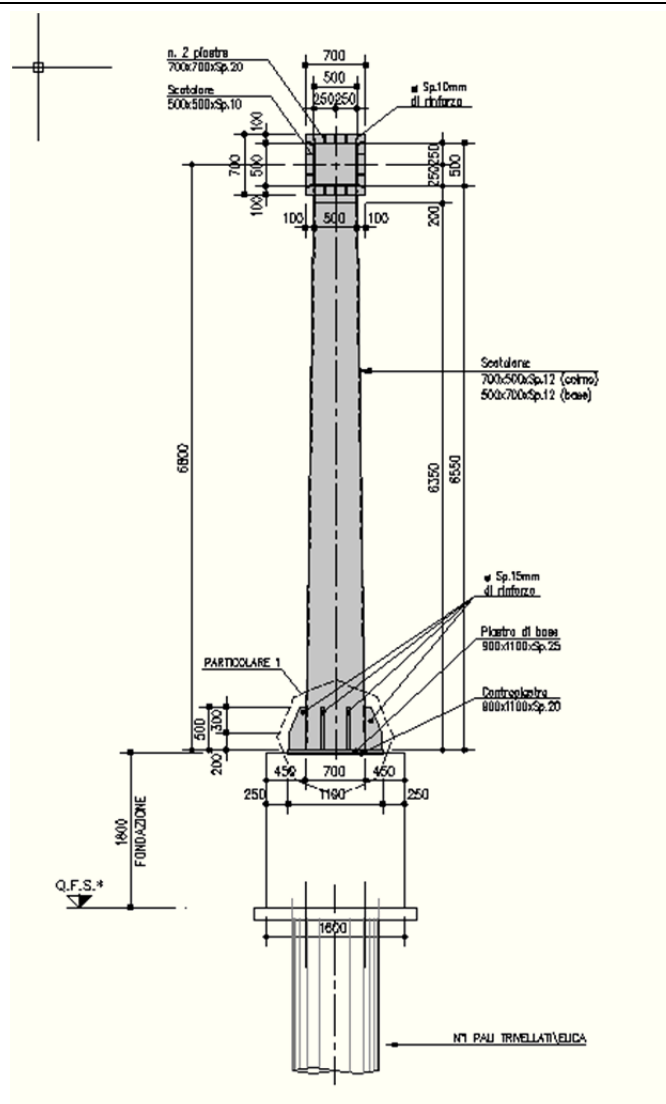
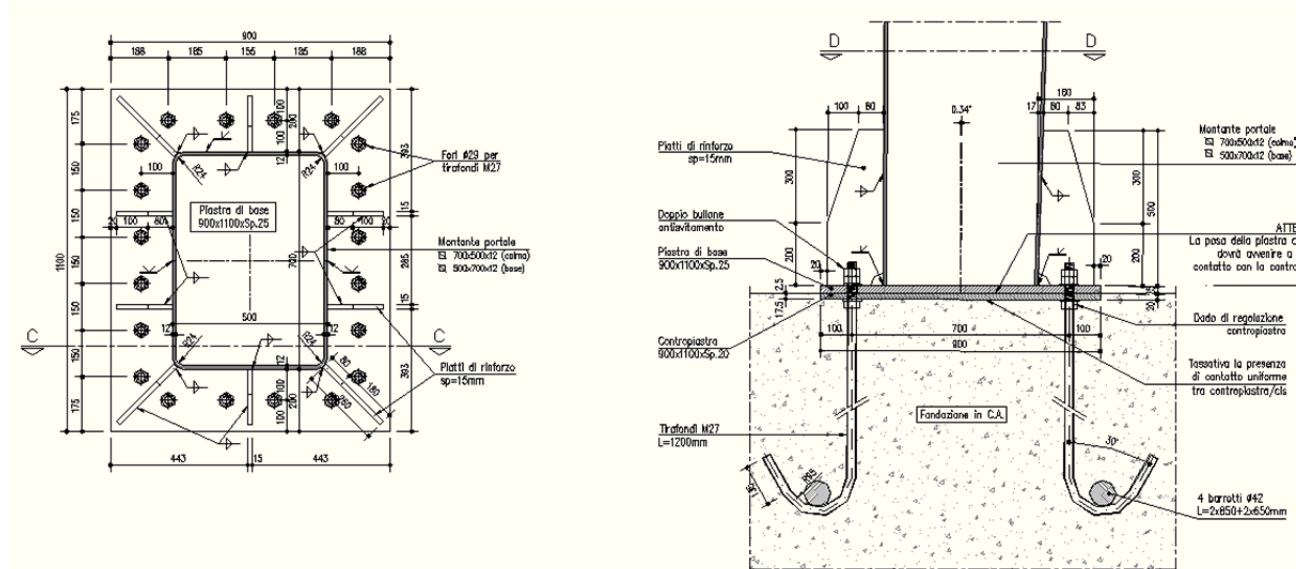


Fig. 3 - Vista laterale del portale

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto da un sistema tirafondi-piastra, opportunamente irrigidita. E' previsto l'utilizzo di 20 tirafondi M27 cl. 8.8 lunghi 1.20 m; piastra di base di spessore  $s = 25$  mm e contropiastra  $s = 20$  mm.



*Fig. 4 – Dettaglio della connessione alla base*

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti disegni di progetto.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Il progetto è stato redatto in conformità alla normativa vigente ed, in particolare alle norme e prescrizioni di seguito elencate.

### Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

- I. **D.M. 14.01.2008** "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n.29 del 04.02.2008);
- II. **Circolare del 02.02.2009** contenente le istruzioni per le l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).
- III. **CNR-DT 207/08** contenente le istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (17.01.2008)
- IV. **ETAG 001 - Allegato C** contenente le linee guida per il benessere tecnico europeo di metodi di progettazione degli ancoranti (Aggiornamento 10.2001)

### Normativa Europea ed estera:

- V. **EN 1991-1-4 (04/2005) Azioni sulle strutture, azioni del vento** contenente indicazioni riguardo il calcolo delle azioni del vento ed il loro effetto sulle strutture
- VI. **EN 1993-1-1 (08/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, regole generali e regole per gli edifici** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- VII. **EN 1993-1-5 (10/2006) Progettazione delle strutture in acciaio, elementi strutturali a piastra** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- VIII. **EN 1993-1-8 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, nodi di connessione** contenente indicazioni riguardo la verifica dei nodi di connessione di strutture in acciaio
- IX. **EN 1993-1-9 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, fatica** contenente indicazioni riguardo la verifica alla fatica di strutture in acciaio
- X. **British standards Part 1 (BD94/07) Highway structures: Design of minor structures (Special Structures)**
- XI. **British standards Part 4 (BD51/98) structures: Design of portal and cantilever signs/signal gantries (Special Structures)**

### Articoli e pubblicazioni:

- 
- XII. **Setrà** - Sign bridges: improvement of their wind resistance - Engineering Structures Techniques Centre (CTOA). J. Berthelley
- XIII. **Designers' Guide to EN 1993-2**. C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
- XIV. **Internatinonal Journal of Mechanical Engineering Education 33/4**: Theoretical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - Josè Maria Minguez and Jeffrey Vogwell

### 3. MATERIALI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle *Norme tecniche per le Costruzioni*, emesse con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

#### 3.1 Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera avranno le seguenti classi di resistenza:

. opere non armate (magri):	C12/15	(Rck $\geq$ 15 MPa)
. pali	C25/30	(Rck $\geq$ 30 MPa)
. fondazioni	C28/35	(Rck $\geq$ 35 MPa)

Nella tabella seguente sono riportare, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscano la durabilità.

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206 -1)	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	X0	-	-
Calcestruzzo per pali e plinto di fondazione	XC2	Ambiente bagnato, raramente asciutto- Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo.	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo. Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo.



### 3.2 Acciaio ad aderenza migliorata

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario **B 450C**, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nel DM 2008 per le costruzioni. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale:

**Per verifiche agli S.L.U**

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$	N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.30$	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico o di Young	$E = 206.000$	N/mm <sup>2</sup>

**NOTA.** Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

### 3.3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo S275, conforme alle Norme armonizzate della serie UNI EN 10025-2, avente le seguenti caratteristiche:

*spessore nominale dell'elemento  $t \leq 40\text{mm}$*

- tensione di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento  $f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$

*Resistenza di progetto*  $f_{yd} = 262 \text{ MPa}$

Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 1.2 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

La carpenteria metallica sarà protetta mediante trattamento di zincatura da eseguire secondo quanto indicato nel capitolato tecnico.

### 3.4 Bulloni ad alta resistenza

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016: 2001 e UNI5592 : 1968; appartenenti alle classi sotto indicate:

- |                                  |                                      |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| • vite                           | classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1: 2001) |
| • tensione di rottura a trazione | $f_t \geq 1000 \text{ MPa}$          |
| • tensione di snervamento        | $f_Y \geq 900 \text{ MPa}$           |
| • dado                           | classe 10 (UNI 20898-2:1997)         |
| • rosette                        | C50 (UNI EN 10083-2:2006)            |

Tirafondi:

- |                                  |                                     |
|----------------------------------|-------------------------------------|
| • vite                           | classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001) |
| • tensione di rottura a trazione | $f_t \geq 800 \text{ MPa}$          |
| • tensione di snervamento        | $f_Y \geq 640 \text{ MPa}$          |
| • dado                           | classe 8 (UNI 20898-2:1997)         |
| • rosette                        | C50 (UNI EN 10083-2:2006)           |

### 3.5 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008).  
Tutte le saldature sono da realizzarsi a piena penetrazione.

#### **4. SOFTWARE DI CALCOLO**

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:

##### Programmi di calcolo agli elementi finiti:

L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il pacchetto software denominato "LUSAS – rel. 14.5.7", fornito da F.E.A. Ltd (U.K.) su piattaforma Windows XP Professional; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare. Lo stesso solutore è impiegato per le analisi effettuate con riferimento allo studio della fase sismica.

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

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 2007**.

##### Verifiche delle sezioni in cemento armato di forma qualsiasi:

**Vca-SLU** Programma di verifica a presso-flessione di sezioni generiche in c.a. e c.a.p. Versione 7.7 del 30.08.2011. Redazione Prof. Piero Gelfi

**RC-Sec** Programma di verifica a presso-flessione di sezioni generiche in c.a. e c.a.p. Versione 2010.4 Rev 192 implementato da Geostru

Inoltre, per l'elaborazione di dati d'input/output in fase di calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna, nonché per alcune verifiche di sicurezza strutturale, sono stati utilizzati fogli elettronici di excel opportunamente implementati all'uopo.

## 5. CARICHI DI PROGETTO

### 5.1 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

$g_{1k}$	peso proprio delle strutture
$g_{2k}$	carichi permanenti portati: Cartelloni in acciaio, profili metallici di supporto e materiale vario di fissaggio. Terreno portato sui plinti di fondazione
$\varepsilon_{1K}$	variazioni termiche uniformi
$Q_{aK}$	azioni da carichi variabili (esclusi quelli dettagliati nel seguito)
$Q_{wK}$	azioni del vento
$Q_{bk}$	azioni di "buffeting"
$Q_{sK}$	carico da neve
$E_K$	azioni sismiche

### 5.2 Valutazione delle azioni sulla struttura

#### 5.2.1 Carichi permanenti - Pesi propri e permanenti portati ( $g_1$ - $g_2$ )

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

#### Pesi specifici dei materiali

Peso specifico acciaio	78.5 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico calcestruzzo	25.0 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico terreno	20.0 kN/m <sup>3</sup>

Nella fattispecie, per la struttura in analisi, il programma di calcolo consente di considerare automaticamente il peso degli elementi strutturali, sia per la parte in carpenteria metallica, sia per le fondazioni, attribuendo alle sezioni resistenti la reale geometria e distribuzione spaziale.

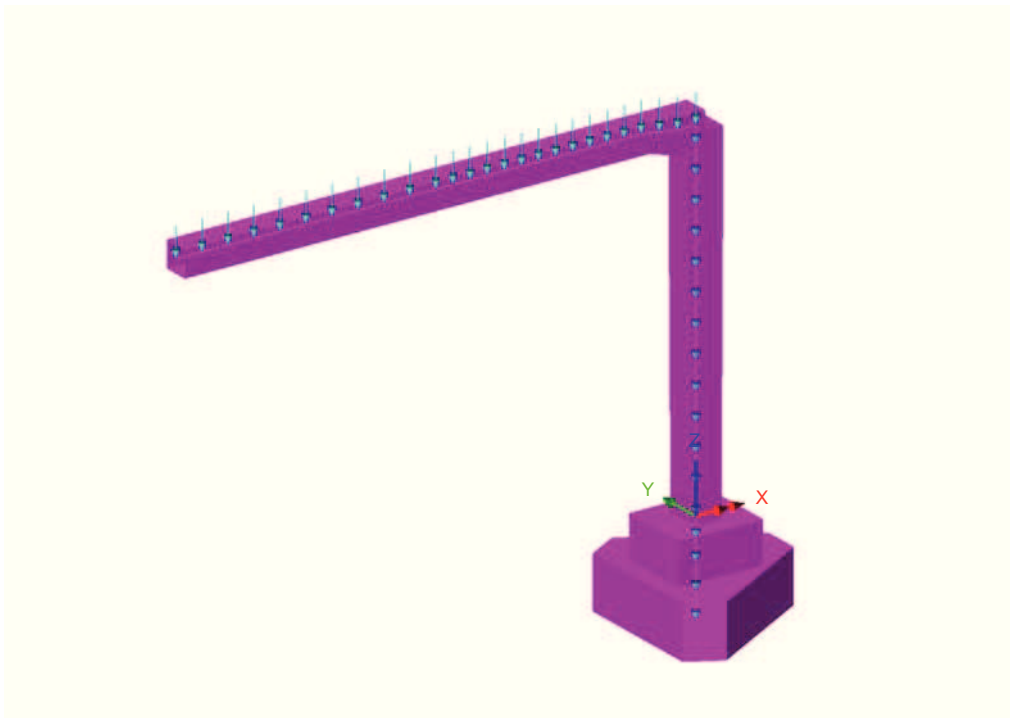


Fig. 5 – Peso proprio degli elementi strutturali

I carichi permanenti portati sono costituiti dal peso della cartellonistica e degli accessori di supporto- fissaggio in carpenteria metallica, oltre al peso proprio del terreno sovrastante la suola di fondazione.

Si sono assunti cartelloni aventi le dimensioni geometriche massime esplicitate nei paragrafi precedenti, per complessivi  $18.00 \text{ m}^2$ ; e di spessore costante pari a  $0.003 \text{ m}$ .

La cartellonistica è sostenuta attraverso fissaggi puntuali sulla struttura secondaria, costituita da tubolari metallici  $\Phi = 90 \text{ mm}$  affiancati ed a loro volta ancorati, tramite collari metallici, alla mensola.

L'interasse dei tubolari, il loro sviluppo longitudinale e lo spessore sono variabili e dipendenti dalle dimensioni geometriche dei cartelloni.

Al fine di quantificare in modo realistico il peso di tali elementi, si è provveduto ad effettuare una analisi speditiva delle sollecitazioni e deformazioni indotte dalla pressione del vento, assunta pari a  $2.00 \text{ kPa}$ , su un tubolare a sostegno di una striscia di cartellone di larghezza pari ad "i", con schema di vincolo a mensola e luce dello sbalzo pari a  $3.20 \text{ m}$ . (dimensione valida per le quattro tipologie di portale a bandiera – Tipo A, Tipo B; Tipo C; Tipo D).

Si considerano quindi tubolari  $\Phi = 90 \text{ mm}$  affiancati ad interasse  $0.50 \text{ m}$  e spessore  $s = 10 \text{ mm}$ .

Il peso permanente portato relativo al cartellone ed alla struttura secondaria è pari a:

- Cartellone:  $78.50 \times 0.003 = 0.2355 \text{ kN/m}^2$
- Tubolari metallici:  $78.50 \times 0.002513 = 0.1973 \text{ kN/m}$

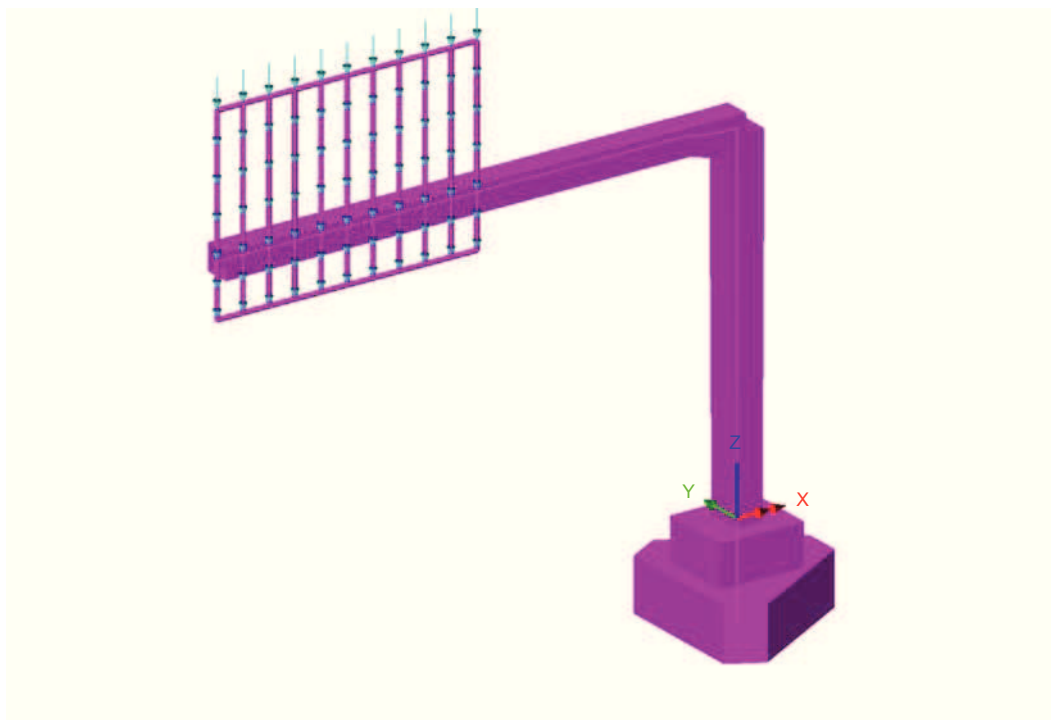


Fig. 6 – Pesi permanenti portati

Si considera inoltre il peso del terreno gravante sulla ciabatta di fondazione per la parte in allargamento a quota inferiore. Con riferimento agli elaborati grafici a corredo, e assumendo un peso proprio del terreno pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ , si ottiene:

Peso del terreno portato:  $(5.87 - 1.6 \times 1.4) \times 0.80 \times 20 = 58.50 \text{ kN}$

Tale azione risultante si applica nel baricentro della fondazione.

### 5.2.2 Azioni dei carichi variabili ( $Q_{ak}$ )

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che non consentono l'accesso di personale sulle strutture anche in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è omessa la presenza di carichi variabili differenti da quelli esplicitati nel seguito.

### 5.2.3 Azioni del vento ( $Q_{wk}$ )

Le azioni del vento sono valutate in base alle indicazioni riportate in UNI EN 1991-1-4 (Appendici nazionali 24.09.2010), specializzate per le strutture in progetto ed in dettaglio relative alla determinazione delle azioni del vento su strutture allungate a sezione quadrata/rettangolare - montante del portale e mensola - e su insegne.

In merito ai parametri che caratterizzano il valore della pressione del vento in relazione alla posizione geografica, alla classe di rugosità ed all'esposizione del sito, si è operato in termini di involucro, coerentemente con la natura tipologica delle strutture.

In dettaglio, le aree geografiche del territorio italiano interessate da progetti di potenziamento/rinnovo della struttura autostradale e quindi potenziali siti di impiego delle strutture di segnaletica, sono individuabili in: Lombardia, Veneto, Emilia Romagna, Toscana, Marche, Lazio. L'azione del vento è quindi stata determinata assumendo le seguenti ipotesi di calcolo:

Zona:	3
Classe di rugosità:	D
Distanza dalla costa:	entro i 10 km
Categoria del sito:	II
Periodo di ritorno:	50 anni

Ne discende quindi che le analisi e le verifiche condotte nel seguito sono da ritenersi valide per strutture da posizionarsi in siti nei quali, per collocazione geografica, caratterizzazione topografica e di sviluppo urbanistico, le sollecitazioni del vento siano al più equivalenti a quelle dichiarate nel seguito.

In particolare nel dettaglio si è studiato il caso relativo al MI 145, situato nel territorio del comune di Valmontone (RM), per il quale i carichi da vento risultano più piccoli rispetto a quelli considerati nella seguente relazione di calcolo. Per questo si procede a favore di sicurezza nel considerare le sollecitazioni già presenti nella seguente relazione.

L'azione del vento è stata specializzata in relazione alle parti di struttura investigate ed in dettaglio secondo quanto esplicitato in:

EN 1991-1-4; 8.4:	Per il montante a sezione rettangolare e per lo sbraccio
EN 1991-1-4; 7.4.3:	Per le superfici dei cartelloni di segnaletica

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale:

**Calcolo parametri di base**

Categoria sito	<b>II</b> I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>3</b> UNI EN 1991-1-4
$a_s$	<b>450</b> m - quota sito
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$a_0$	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$v_b$	27.0 velocità di base del vento
$C_{dir}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 3
$C_r$	0.93 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, q 0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_{scd}$	<b>1.00</b> fattore di struttura
$k_l$	<b>1.00</b> fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b> coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<b>50</b> periodo di ritorno
$k_1$	<b>0.14</b>
$n$	<b>1</b>
$\alpha_r$	1.00
$z_0$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	25.2 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
$\sigma_v$	5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$\rho$	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37



**Caratteristiche pila**

<b>b</b>	<b>0.7</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.5</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	0.714
<b>l/b</b>	9.71
<b>r/b</b>	0.0001
<b>λ</b>	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
<b>c<sub>f,0</sub></b>	2.39 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>ψ<sub>r</sub></b>	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
<b>ψ<sub>λ</sub></b>	<b>0.91</b> EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
<b>c<sub>f</sub></b>	2.17 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1780.89</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>2089.63</b>

Dove:

- $a_s = 450$  m quota ipotizzata del sito
- $z_{MAX} = 6.80$  m Altezza massima da terra del fusto del montante
- $b = 0.70$  m larghezza della sezione investita dal vento assunta, cautelativamente, pari alla larghezza alla quota massima
- $d = 0.50$  m lunghezza della sezione investita dal vento

Si ottiene una pressione massima agente alla quota di testa della colonna di:

-  $f_{wMAX} = 2.089 \text{ kN/m}^2$

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di lunghezza, agente lungo lo sviluppo del montante e di intensità:  $2.089 \cdot 0.70 = 1.462 \text{ kN/m}$ .

Mensola orizzontale:

Calcolo parametri di base	
Categoria sito	<b>II</b> I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>3</b> UNI EN 1991-1-4
$a_s$	<b>450</b> m - quota sito
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$a_0$	500 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.02 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	27 4.1.(1) P
$v_b$	27.0 velocità di base del vento
$C_{dir}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	<b>1.00</b> 4.2.(2) P - nota 3
$C_r$	0.93 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, q 0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_{scd}$	<b>1.00</b> fattore di struttura
$k_l$	<b>1.00</b> fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b> coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<b>50</b> periodo di ritorno
$k_1$	<b>0.14</b>
$n$	<b>1</b>
$\alpha_r$	1.00
$z_0$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	25.2 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	22.5 Velocità media del vento quota p.c.
$\sigma_v$	5.13 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$\rho$	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.20
$I_v(0)$	0.23
$C_e(z)$	2.1127
$q_p(z)$	962.59
$q_p(0)$	820.37

**Caratteristiche sezione**

<b>b</b>	<b>0.5</b> m (cfr. figura)
<b>d</b>	<b>0.5</b> (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
<b>r</b>	<b>0.0001</b> raggio smusso (m)
<b>z<sub>max</sub></b>	<b>6.8</b> m quota testa pila
<b>d/b</b>	1.000
<b>l/b</b>	13.60
<b>r/b</b>	0.0002
<b>λ</b>	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
<b>c<sub>f,0</sub></b>	2.10 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
<b>ψ<sub>r</sub></b>	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
<b>ψ<sub>λ</sub></b>	<b>0.91</b> EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
<b>c<sub>f</sub></b>	1.91 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
<b>f<sub>w,0</sub></b>	<b>1567.57</b>
<b>f<sub>w,(zmax)</sub></b>	<b>1839.32</b>

Dove:

- $a_s = 450$  m quota ipotizzata del sito
- $z_{MAX} = 6.80$  m altezza da terra del baricentro della sezione della mensola
- $b = 0.50$  m larghezza della sezione investita dal vento
- $d = 0.50$  m lunghezza della sezione investita dal vento

Si ottiene una pressione massima agente alla quota dell'asse della mensola di:

- $f_{w,MAX} = 1.840$  kN/m<sup>2</sup>

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo quale forza per unità di lunghezza, agente lungo lo sviluppo dello sbraccio nei soli tratti esposti (non in ombra ai cartelloni) e di intensità:  $1.840 \cdot 0.50 = 0.920$  kN/m.

Cartellone - 5.00 x 3.60 m (BxH):

**Calcolo parametri di base**

Categoria sito	<b>II</b>	I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	<b>3</b>	1-2-3-4-5-6-7-8-9
$a_s$	<b>450</b>	m - quota sito
$v_{b0}$	27	4.1.(1) P
$a_0$	500	m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$k_a$	0.02	1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
$v_{b0}$	27	4.1.(1) P
$v_b$	27.0	velocità di base del vento
$C_{dir}$	<b>1.00</b>	4.2.(2) P - nota 2
$C_{season}$	<b>1.00</b>	4.2.(2) P - nota 3
$C_r(z)$	0.95	Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$k_l$	<b>1.00</b>	fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
$C_o$	<b>1.00</b>	coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
$T_r$	<b>50</b>	periodo di ritorno
$k_1$	<b>0.14</b>	
$n$	<b>1</b>	
$\alpha_r$	1.00	
$z_0$	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{0II}$	0.05	EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
$z_{min}$	4.00	EN 1991-1-4 §4.3.2
$z_{max}$	200	EN 1991-1-4 §4.3.2
$k_r$	0.19	fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	25.8	Velocità media del vento
$\sigma_v$	5.13	scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
$\rho$	1.25	densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.20	
$C_e(z)$	2.1807	
$q_p(z)$	993.57	

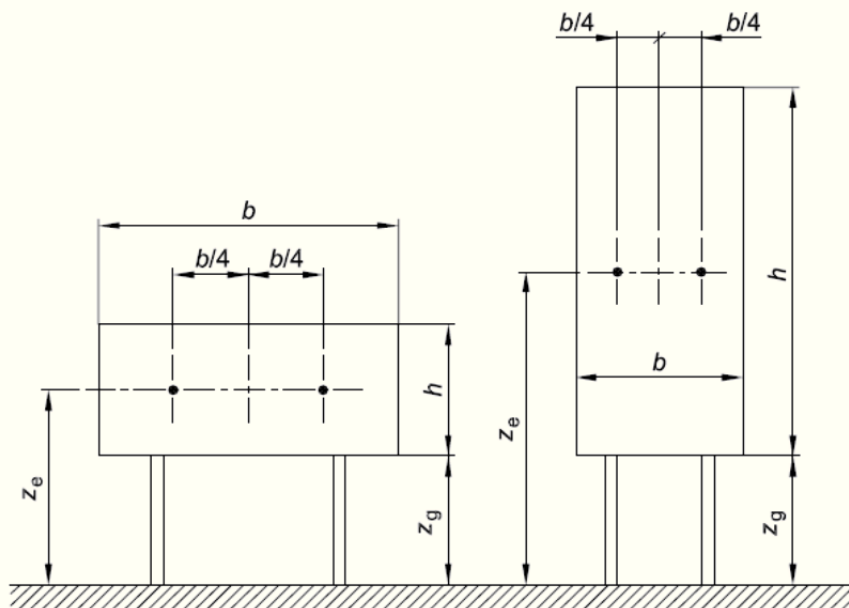
**Caratteristiche cartellone**

<b>b</b>	<b>5</b> Larghezza complessiva pannello
<b>h</b>	<b>3.6</b> Altezza complessiva pannello
<b>z<sub>e</sub></b>	<b>7.60</b> (m) Quota baricentro pannello
<b>A<sub>ref</sub></b>	18 Area di riferimento
<b>C<sub>f</sub></b>	<b>1.8</b> coefficiente di forza (EN 1991-1-4 - 7.4.3(1) - (7.7))
<b>η<sub>1x</sub></b>	<b>1.92</b> Frequenza struttura
<b>m<sub>e</sub></b>	<b>395</b> kg/m massa generalizzata (app. F4)
<b>δ<sub>s</sub></b>	<b>0.03</b> decr. Logaritmico dello smorzamento strutturale (app. F5)
<b>δ<sub>a</sub></b>	0.04 decr. Logaritmico dello smorzamento aerodin. (app. F5)
<b>δ<sub>d</sub></b>	<b>0</b> decr. Log. Dovuto a dispositivi aggiuntivi (app. F5)
<b>δ</b>	0.07 Lunghezza di scala di rif. (EN 1991-1-4 annex B.1)
<b>L<sub>t</sub></b>	300 Altezza di riferimento
<b>z<sub>t</sub></b>	200 EN 1991-1-4 Annex B (1)
<b>α</b>	0.52
<b>L(z<sub>s</sub>)</b>	54.74
<b>B<sup>2</sup></b>	0.78 Frequenza adimensionale EN 1991-1-4 B.2 (B2)
<b>f<sub>L</sub>(z,n)</b>	4.08
<b>SL(zn)</b>	5.34E-02
<b>η<sub>h</sub></b>	1.23
<b>η<sub>p</sub></b>	1.71
<b>R<sub>h</sub></b>	0.51
<b>R<sub>b</sub></b>	0.42
<b>R<sup>2</sup></b>	0.82
<b>v</b>	1.38 EN 1991-1-4 (B.5)
<b>T</b>	600 (s) intervallo misurazione vm
<b>k<sub>p</sub></b>	3.00
<b>c<sub>s</sub></b>	0.86
<b>c<sub>d</sub></b>	1.13
<b>C<sub>s</sub>C<sub>d</sub></b>	<b>1.05</b>

Ottenendo una pressione sul cartellone pari a  $q_w = 1.878 \text{ kN/m}^2$ .

In relazione alla variabilità geometrica della dimensione e disposizione spaziale dei due cartelloni, si è operato, cautelativamente, alla determinazione dei coefficienti  $c_s c_d$  considerando indipendenti i due cartelloni.

Nelle formule precedenti, con riferimento alle immagini di seguito, si ha che:



Nota 1 altezza di riferimento:  $z_e = z_g + h/2$ .

Nota 2 area di riferimento:  $A_{ref} = b \times h$ .

- $a_s = 450$  m quota ipotizzata del sito
- $z_e = 7.60$  m altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 5.00$  m larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 3.60$  m altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.25$  m eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 395$  kg/m massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_{1x} = 1.920$  1/sec frequenza del primo modo di vibrare della struttura nella direzione di azione del vento

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di superficie, uniformemente agente sull'area di impronta del cartellone e di intensità:  $1.878 \text{ kN/m}^2$ . Si considera l'effetto di eccentricità del punto di applicazione richiesto in normativa attraverso l'applicazione del momento di trasporto  $M_{VENTO1} = 42.26 \text{ kNm}$ .

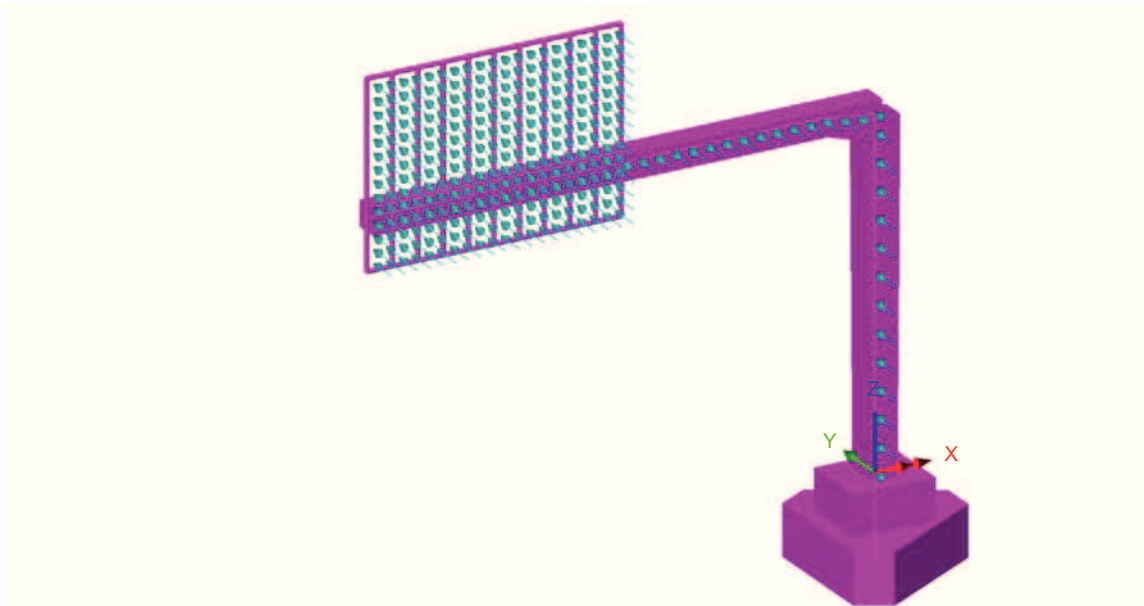


Fig. 7 - Azioni del vento sulla struttura

Per la determinazione della frequenza del primo modo di vibrare significativo della struttura, si è condotta, preliminarmente all'analisi delle azioni indotte dal vento, l'analisi modale della stessa. Si è ottenuto quanto segue:

Scale: 1: 104.995  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.452075, -0.803089, 0.38817)  
Eigenvalue analysis  
Loadcase: 1:Eigenvalue 1  
Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide\_Modale.mys  
Eigenvalue: 145.642  
Natural frequency: 1.92072  
Error norm: 79.2199E-12  
Maximum displacement 0.0318089 at node 57  
Deformation exaggeration: 52.4966

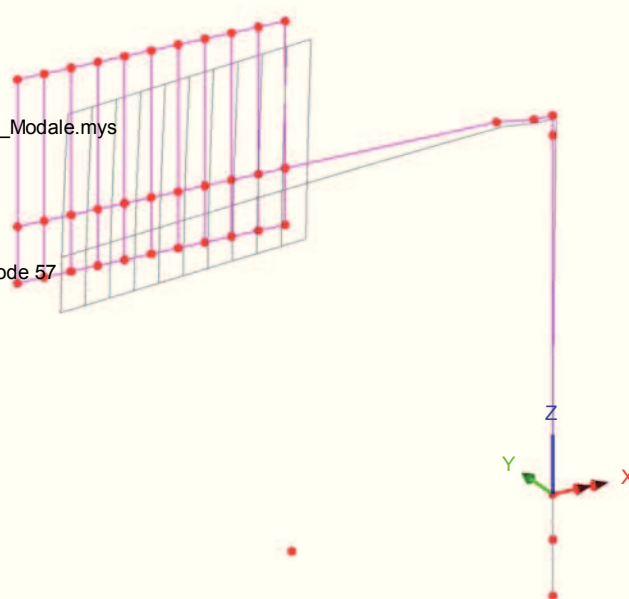


Fig. 8 - Analisi modale della struttura

#### 5.2.4 Azioni di Buffeting

Con riferimento a quanto dettagliato nelle norme Britanniche, in particolare nelle BD 94/07, Part 1 (Annesso B), dedicate alla progettazione di strutture minori per uso in ambito autostradale, si è implementato un procedimento di calcolo delle pressioni indotte sulle strutture del portale dal transito di veicoli aventi sagoma alta. Tali sovrappressioni interessano sia i cartelloni, sia le mensola della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrappressioni indotte dal transito del veicolo in funzione della distanza, in altezza, dalla sommità della sagoma del veicolo stesso. Con riferimento ad un veicolo "tipo" le cui dimensioni sono in linea con le produzioni industriali europee, si assume una sagoma avente 4.20 m in altezza e 2.50 m in larghezza.

$$P_d = 600h^{-0.25} - 400 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Dove:

- $P_d$  Differenza di pressione indotta dal transito veicolare, agente in direzione orizzontale sulle superfici investite e in direzione verticale (diretta verso il basso ed agente sullo sbraccio del portale). Veicoli in transito ad una velocità di circa 100 km/h.
- $h$  distanza tra la sommità del veicolo e il punto a quota inferiore delle superfici orizzontali interessate (superficie inferiore della sezione dello sbraccio) oppure: distanza tra la sommità del veicolo e il centro di pressione di ciascuna superficie verticale

Nota:

Con riferimento alla dimensione delle cartellonistiche ed alla conseguente variabilità spaziale della pressione indotta dal transito veicolare, si è operato, nel seguito, determinando una "larghezza di riferimento  $B_i$ ". Lo scopo perseguito è quello di individuare una porzione di struttura, avente appunto larghezza " $B_i$ ", interessata dalle sovrappressioni indotte dal transito di un veicolo in una certa posizione sulla carreggiata.

Tale larghezza è stata calcolata assumendo la legge di variazione della pressione " $P_d$ " suggerita in normativa, assumendo quale larghezza significativa quella in corrispondenza ad un decadimento pari al 50% della massima pressione registrata alla quota " $H_{MIN}$ ", corrispondente al filo inferiore del cartellone ed immediatamente al di sopra della sagoma del veicolo.

Al fine poi di cogliere al meglio l'effetto della variabilità della pressione con l'altezza, si è discretizzata la superficie del cartellone in porzioni aventi circa 0.90 m in altezza e per ciascuna di esse si è determinato il valore di  $P_d$ , nel centro di pressione.

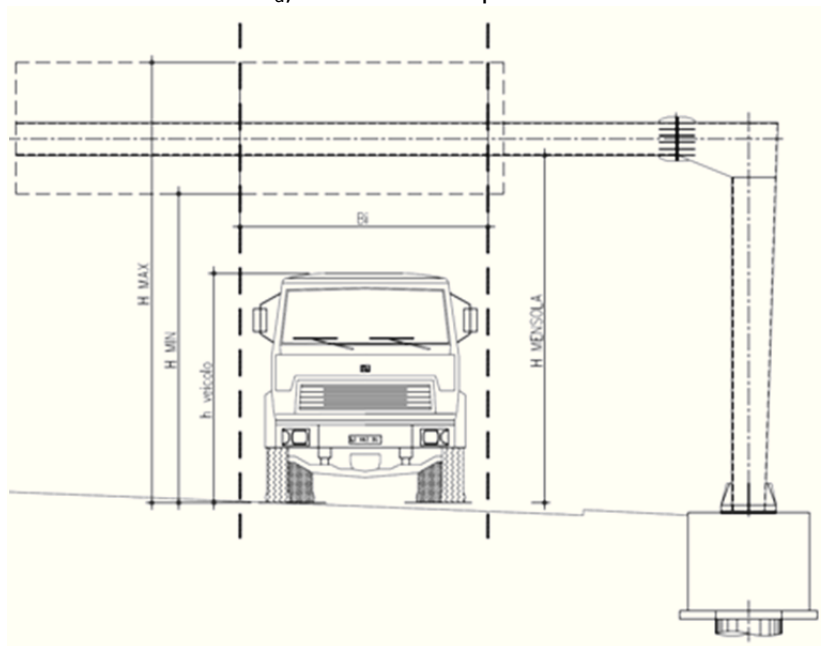


Fig. 9 – Azione di Buffeting sulla struttura

Di seguito si riassumono i risultati ottenuti nelle analisi.



Si evidenzia che la pressione di buffeting agente sui cartelloni assume valore massimo sulla porzione inferiore degli stessi ( $P_{dINF}=133 \text{ N/m}^2$ ) e si annulla in corrispondenza alla quota  $H=9.26 \text{ m}$  dal piano viabile, coincidente alla distanza  $h=5.06 \text{ m}$  dalla sommità del veicolo.

#### Azione di fatica da Buffeting (Hight Vehicle Buffeting):

(British Standards - Part 1 - BD 94/07 - Annex B)

Geometria della struttura di sostegno della segnaletica:

$h_{\text{Veicolo}}$ (m)	$H_{\text{MENSOLA}}$ (m)	$H_{\text{MIN}}$ (m)	$H_{\text{MAX}}$ (m)
4.2	6.5	5.8	9.8

$$P_d = 600 \cdot h^{-0.25} - 400 \quad (\text{N/m}^2)$$

Pressione verticale di buffeting sulla mensola:

$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $\text{N/m}^2$ )
6.5	2.3	<b>87</b>

Pressione di buffeting sulla segnaletica:

	$H_i$ (m)	$h_i$ (m)	$P_{di}$ ( $\text{N/m}^2$ )	$B_i$ (m)
$H_{\text{MIN}}$	5.80	1.60	<b>133</b>	
$h_1$	6.67	2.47	<b>79</b>	
$h_2$	7.53	3.33	<b>44</b>	6.9
$h_3$	8.40	4.20	<b>19</b>	
$H_{\text{MAX}_D}$	9.26	5.06	<b>0</b>	
$H_{\text{MAX}_\text{BUFF}}$	9.26	5.06	<b>0.00</b>	

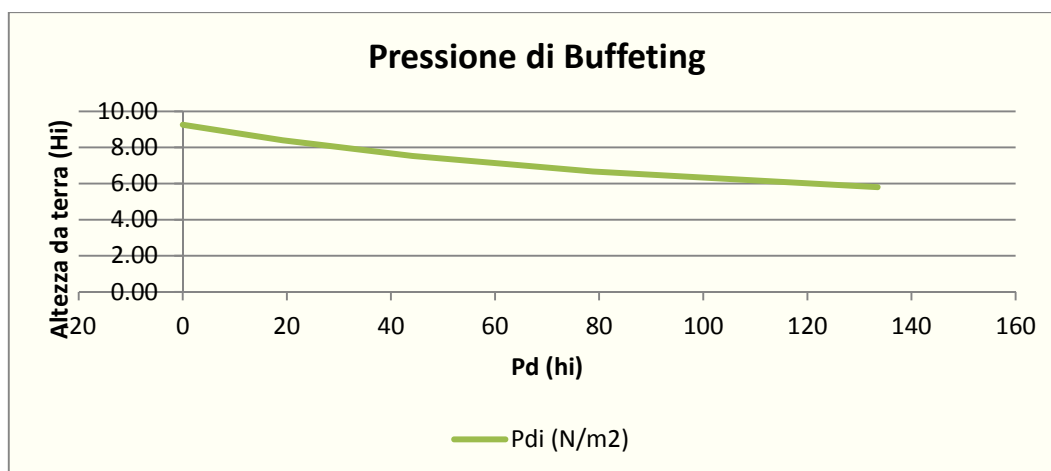


Fig. 10 – Variazione della pressione di buffeting con la quota

In mancanza di dati specifici relativi al volume di traffico pesante transitante sul tratto autostradale in oggetto, la medesima normativa suggerisce, cautelativamente, di assumere un numero di transiti pari a 7000 veicoli/giorno per ciascuna carreggiata, suddivisi tra le singole corsie secondo la tabella seguente:

Tipo di autostrada	Fattori di corsia, Fi			
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Corsia 4
2 corsie	0.7	0.3	-	-
3 corsie	0.6	0.4	0	-
4 corsie	0.4	0.4	0.2	0

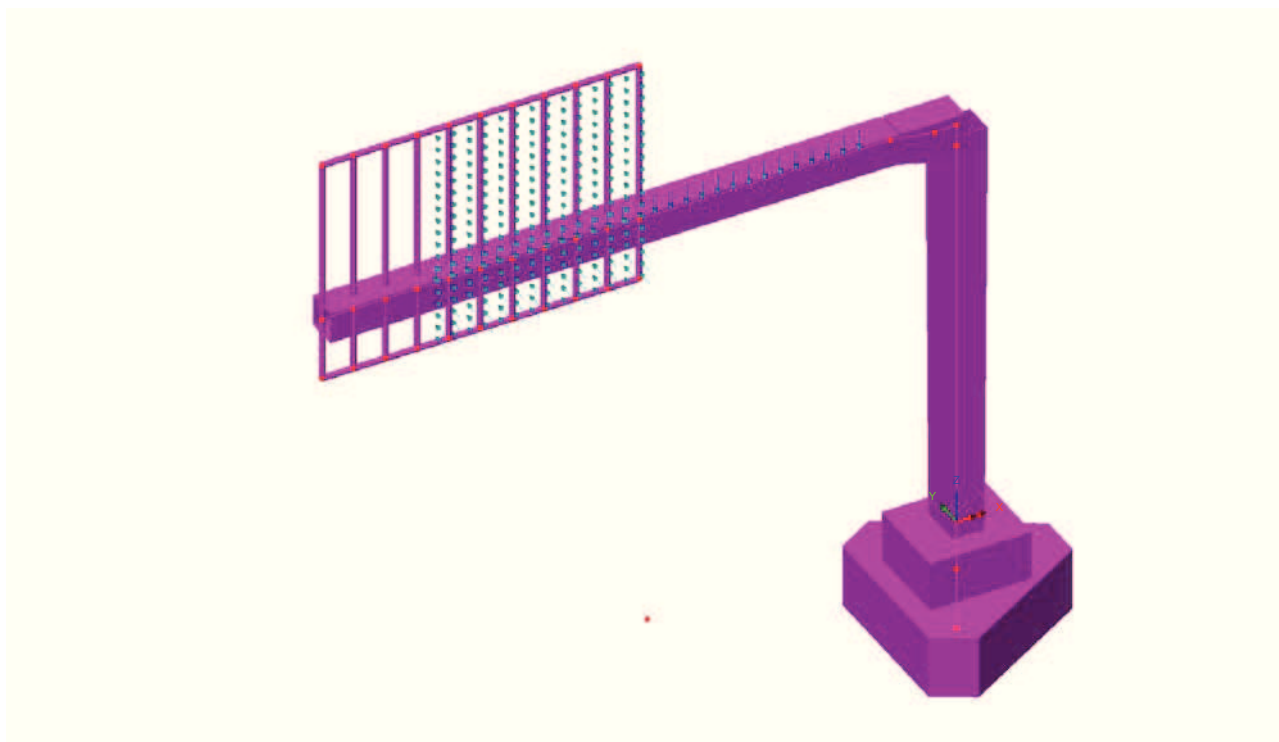


Fig. 11 - Azione di Buffeting - Corsia 1

### 5.2.5 Carico da neve

Il carico da neve è stato determinato in aderenza a quanto disposto nelle NTC 2008, nel capitolo 3.4.

Il valore di progetto del carico da neve sulle coperture è valutato secondo la seguente formula:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_T$$

dove:

- $q_s$  carico da neve sulla copertura
- $\mu_i=0.80$  coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}=1.50$  kPa valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo
- $C_E=1.00$  coefficiente di esposizione
- $C_t=1.00$  coefficiente termico

Si ottiene:

$$q_s = 1.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Per la quantificazione del carico da neve si è adottato il valore  $q_{sk}$  relativo alla zona geografica 1, alla quota di 200 m.s.l.m.m.

Tale azione è applicata alla struttura quale carico lineare uniformemente distribuito agente per l'intero sviluppo della mensola.

La larghezza di applicazione del carico coincide con la larghezza della sezione metallica, pari a 0.50m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 1.20 \times 0.50 = 0.60 \text{ kN} / \text{m}$$

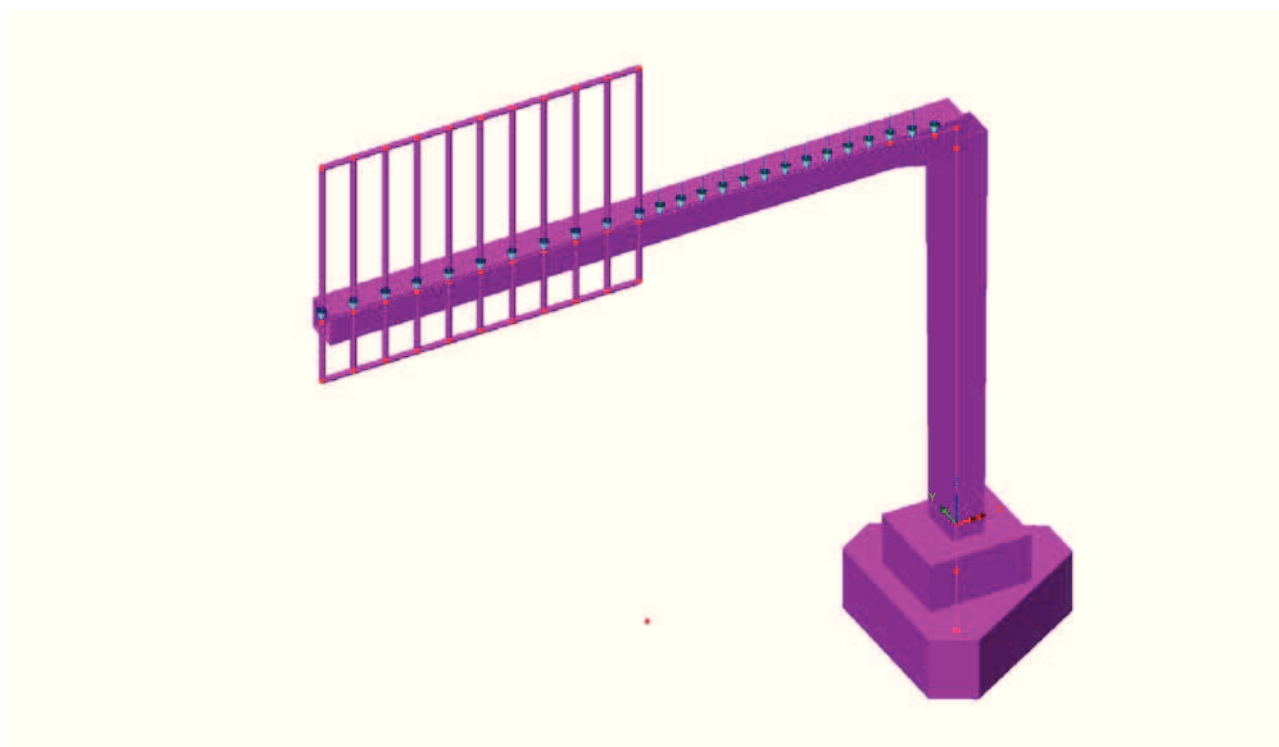


Fig. 12 – Carico da neve

### 5.2.6 Temperatura

La differenza di temperatura viene omessa dalle analisi seguenti in quanto, in relazione alla struttura del portale, avente schema di vincolo isostatico, non ne conseguono sollecitazioni significative ai fini del dimensionamento strutturale.

### 5.2.7 Azione sismica ( $E_k$ )

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008.

A monte della caratterizzazione sismica, funzione del sito di ubicazione dell'opera, vanno definiti i parametri in relazione alle prestazioni statiche da raggiungere.

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

Vita nominale dell'opera:  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso (Norme Tecniche, Par. 2.4.2 - rif. V. Appendice Nazionale UNI-EN-1998 eurocodice 8 - parte 2)

Classe d'uso: **II** associato alla classe d'uso  $C_U = 1.0$  (Tab 2.4.II - N.T.C.)

In base ai parametri sopra definiti si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 1.00 = 50$$

Definizione dell'azione sismica di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  per lo stato limite ultimo considerato è attinto dalla tab. 3.2.I delle norme tecniche:

$$P_{V_R} = 10\%$$

Parametri che dipendono dalla stratigrafia del sottosuolo e dall'orografia del sito:

Categoria di sottosuolo: **D**

Condizioni topografiche: **T1**

Lo spettro di risposta elastico, quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è dato per la componente orizzontale

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

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

Con

T	periodo proprio di vibrazione della struttura
S	tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche
$\eta$	parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento $\xi$ differenti da 5% $\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$
$F_o$	è il fattore di amplificazione spettrale
$T_C$	periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante
$T_B$	$T_C = C_C T_C^*$ periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante
	$T_B = T_C / 3$
$T_D$	periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (espresso in secondi)
	$T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$

Lo spettro di risposta elastico per la componente verticale è dato:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_v \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

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

$F_v$  è il fattore di amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento orizzontale, ed è dato dalla seguente relazione

$$F_v = 1.35 F_o \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Mentre, i valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$  ed  $\eta$ , sono quelli definiti sopra per lo spettro in accelerazione della componente orizzontale, per le categorie di sottosuolo A, B, C, D ed E si hanno:

$S_s = 1.0$ ;  $T_B = 0.05$  s;  $T_C = 0.15$  s e  $T_D = 1.0$  s.

Per tener conto dell'orografia del sito si adotta un coeff. topografico  $S_T = 1$  (come per la componente orizzontale)

Gli spettri di stato limite ultimo sono stati ottenuti da quelli elastici, visti precedentemente, ponendo, cautelativamente, il fattore di struttura  $q = 1$ .

Premettendo che, a valle dei risultati ottenuti per una serie di portali oggetto di analisi, le sollecitazioni sismiche sono risultate non dimensionanti con ampio margine per strutture di

questa tipologia e, in relazione alla natura tipologica dei portali in studio che non consente l'assunzione di parametri sismici tipici di un luogo fisico, si esplicita nel seguito e con il mero fine di completezza, l'analisi sismica di una struttura ubicata nel comune di Crespellano (Bo).

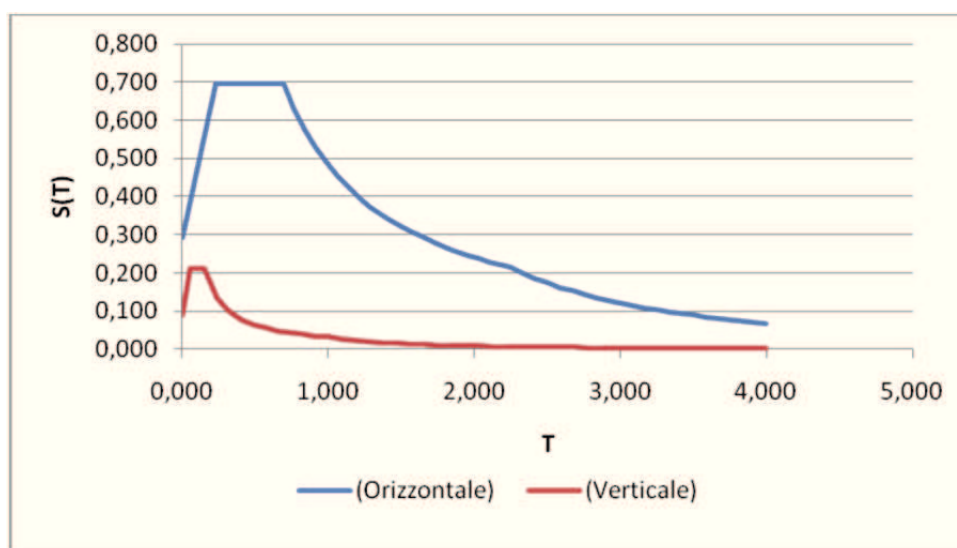
Di seguito si riportano i parametri di riferimento ed i grafici per gli spettri di risposta in accelerazione:

Componente orizzontale:

Parametri indipendenti - SLV		Parametri dipendenti	
$a_0$ (g)	0.163	S	1.8
$F_0$	2.37	$\eta$	1
$T^*_C$ (sec)	0.307	$T_B$ (sec)	0.231
$S_S$	1.8	$T_C$ (sec)	0.693
$T_C$	2.256	$T_D$ (sec)	2.252
$S_T$	1		
q	1		

Componente verticale:

Parametri indipendenti - SLV		Parametri dipendenti	
$a_{0v}$ (g)	0.089	$F_V$	1.292
$S_S$	1	S	1
$S_T$	1	$\eta$	1
q	1		
$T_B$ (sec)	0.05		
$T_C$ (sec)	0.15		
$T_D$ (sec)	1		

**Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale:**

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato eseguito con un'analisi modale con spettro di risposta, considerando l'azione del sisma lungo tre direzioni ortogonali tra loro, così definite:

- Direzione X: la direzione ortogonale all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione "trasversale"
- Direzione Y: la direzione parallela all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione "longitudinale";
- Direzione Z: direzione verticale

Per la combinazione delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato utilizzato il metodo CQC.



## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel presente capitolo si determina lo spettro sismico relativo all'area di progetto (Comune di Valmontone) e lo si confronta con quello impiegato nei calcoli precedentemente illustrato (Comune di Crespellano).

### 6.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA REALE – COMUNE DI VALMONTONE

#### 6.1.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

L'opera viene dimensionata con riferimento al 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 <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

**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

### 6.1.2 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
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
<b>T4</b>	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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**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

### 6.1.3 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE

Lo spettro di risposta in accelerazione di progetto  $S_d(T)$  della componente orizzontale è definito 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  $q = 1$ , mentre per quello della componente verticale un fattore di struttura pari a  $q_v = 1.5$  (paragrafo 7.3.1 delle NTC 2008).

Si riporta di seguito la definizione dello spettro alo SLV per il 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 $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [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

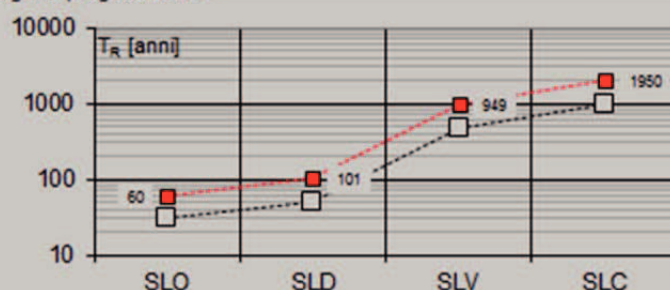
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

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 $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [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**

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C**

Categoria topografica **T1**

$S_s = 1,388$

$C_o = 1,563$

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$

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

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1,000$

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_o$  **1**

Regol. in altezza **sì**

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1,5**

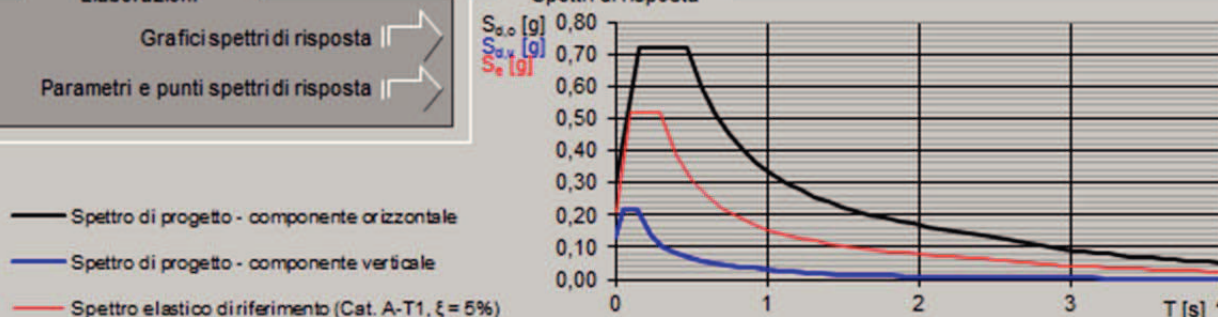
$\eta = 0,667$

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



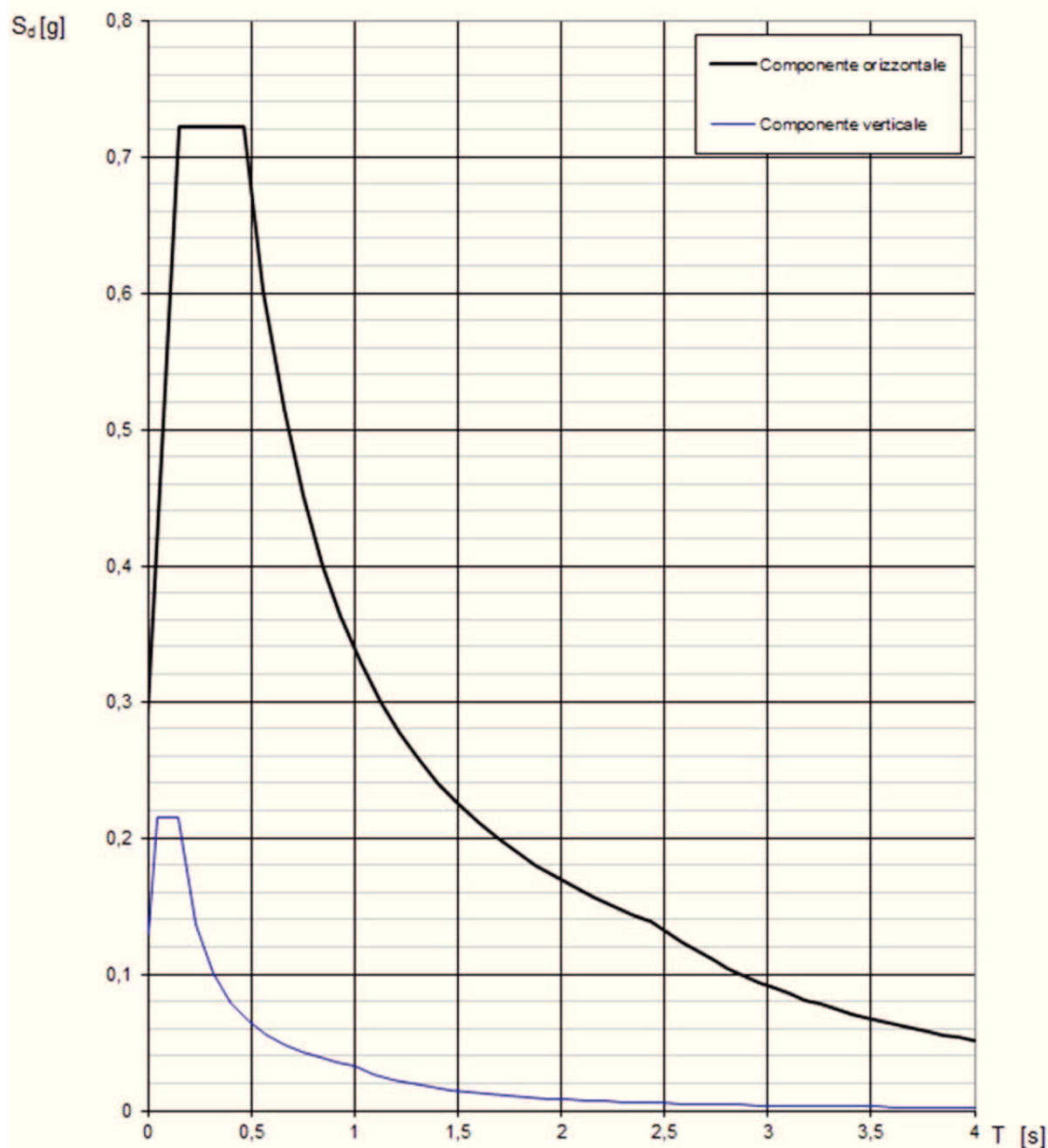
INTRO

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
$F_o$	2,480
$T_o$	0,299 s
$S_s$	1,388
$C_c$	1,563
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,388
$\eta$	1,000
$T_s$	0,156 s
$T_c$	0,468 s
$T_D$	2,439 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_c = C_c \cdot T_o \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_s \leq T < T_c \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

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

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,291
$T_s \leftarrow$	0,156	0,722
$T_c \leftarrow$	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
$T_D \leftarrow$	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

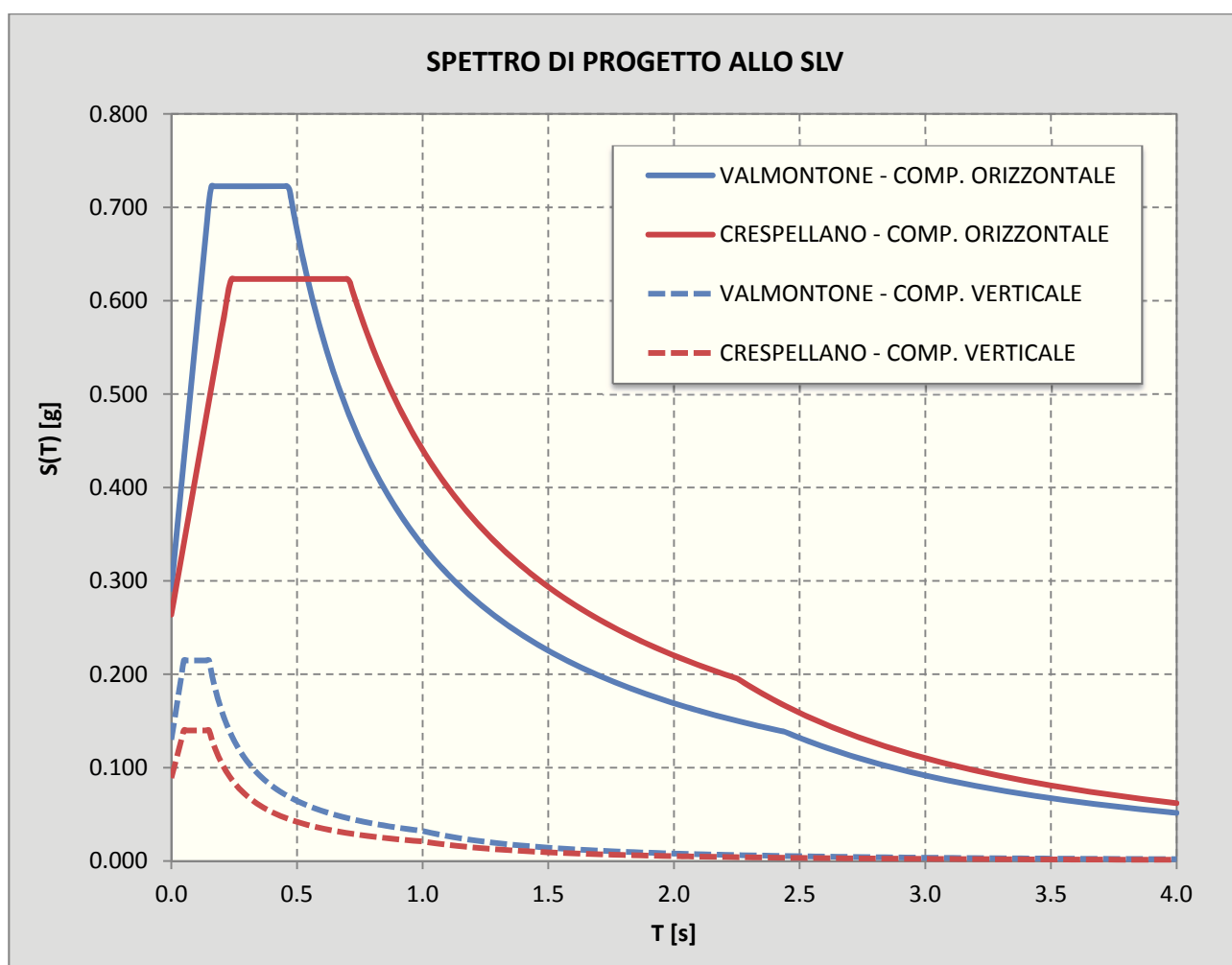
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell



## 6.2 CONFRONTO TRA LE DUE CARATTERIZZAZIONI

Si riportano di seguito i dati impiegati per la definizione dei due spettri di progetto per i Comuni di Valmontone e Crespellano e il confronto tra i due spettri così ottenuti.

	VALMONTONE	CREPELLANO
Vita nominale $V_N$	50 anni	50 anni
Classe d'uso	IV	II
Coefficiente d'uso $C_U$	2.0	1.0
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U$	100 anni	50 anni
Tipo di suolo	C	D
Categoria topografica	T1	T1
Fattore di struttura $q$	1	1





La componente orizzontale dell'azione sismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV, per il Comune di Crespellano risulta maggiore di quella del Comune di Valmontone per periodi superiori a 0.55 s. Sebbene la struttura sia caratterizzata da un periodo proprio superiore a quello indicato, i calcoli sono stati sviluppati considerando lo spettro relativo al Comune di Crespellano, ed incrementando le sollecitazioni così ottenute del rapporto tra le accelerazioni massime (corrispondenti ai due tratti di plateau). I risultati così determinati risultano essere a favore di sicurezza.

Le accelerazioni massime per il Comune di Valmontone e Crespellano sono rispettivamente  $S_{max} = 0.723 g$  e  $S_{max} = 0.623 g$ , pertanto le azioni vengono incrementate di un rapporto pari a  $\Delta = 15.94 \%$ .

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite le azioni applicate alla struttura sono state considerate secondo le seguenti combinazioni:

### 7.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\text{nel caso in esame si pone } \psi_{2j} = 0)$$

dove:

- $G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- $Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- $\psi_0, \psi_2$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, sono riportati nella tabella 7.1.1, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella tabella 7.1.2

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>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.

Fig. 13 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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

Fig. 14 - Coefficienti  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$  per le azioni variabili

## 7.2 Combinazioni per gli S.L.E.

In generale le verifiche per gli stati limite d'esercizio sono state eseguite considerando:

- *Combinazione caratteristica rara*

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione frequente*

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{12} \cdot Q_{k2} + \Psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione quasi permanente*

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I coefficienti  $\Psi_{ik}$  sono stati assunti in accordo ai valori riportati nella tabella 7.1.2 della presente relazione (rif. Tab 2.6.1 delle norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14/01/08).

## 8. ANALISI STRUTTURALE

### 8.1 Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a bandiera "Tipo A", avente lunghezza dello sbraccio metallico  $L_B = 10$  m, misurata a partire dalla linea d'asse del montante. Il compito dell'opera è quello di offrire il supporto alla segnaletica stradale.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione interna nella struttura per effetto dei carichi verticali ed orizzontali, si è implementato un modello di calcolo spaziale (vedi figura seguente) risolto con il metodo agli elementi finiti.

Il suddetto modello è costituito da elementi frame a sei g.d.l che schematizzano sia le aste che costituiscono la struttura principale del portale, sia gli elementi che simulano il plinto di fondazione.

Agli elementi è assegnata la reale sezione resistente, tenendo conto della variabilità presente in prossimità del nodo (lato mensola) e della variabilità della colonna montante.

In dettaglio si evidenziano le seguenti misure significative di carpenteria:

- Sezione della mensola (concio unico)	0.5 x 0.5 x 0.010 m (BxHxs)
- Sezione di testa del montante	0.7 x 0.5 x 0.012 m (BxHxs)
- Sezione di base del montante	0.5 x 0.7 x 0.012 m (BxHxs)

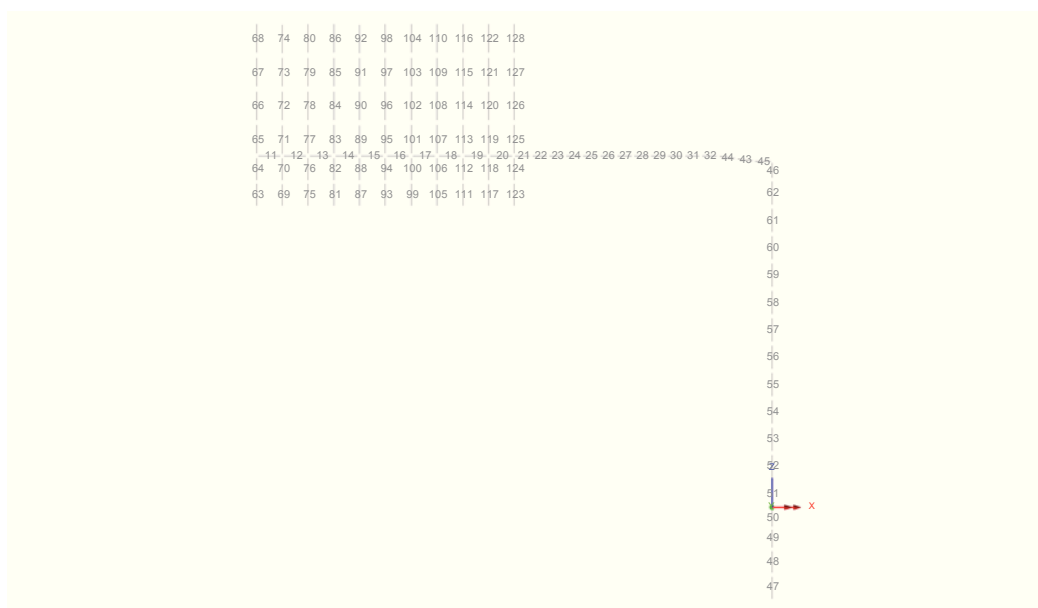


Fig. 15 – Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

## 8.2 Caratteristiche di sollecitazione elementari

Di seguito si esplicitano le caratteristiche di sollecitazione flettente indotte dalle singole azioni esterne:

### Peso proprio degli elementi strutturali:

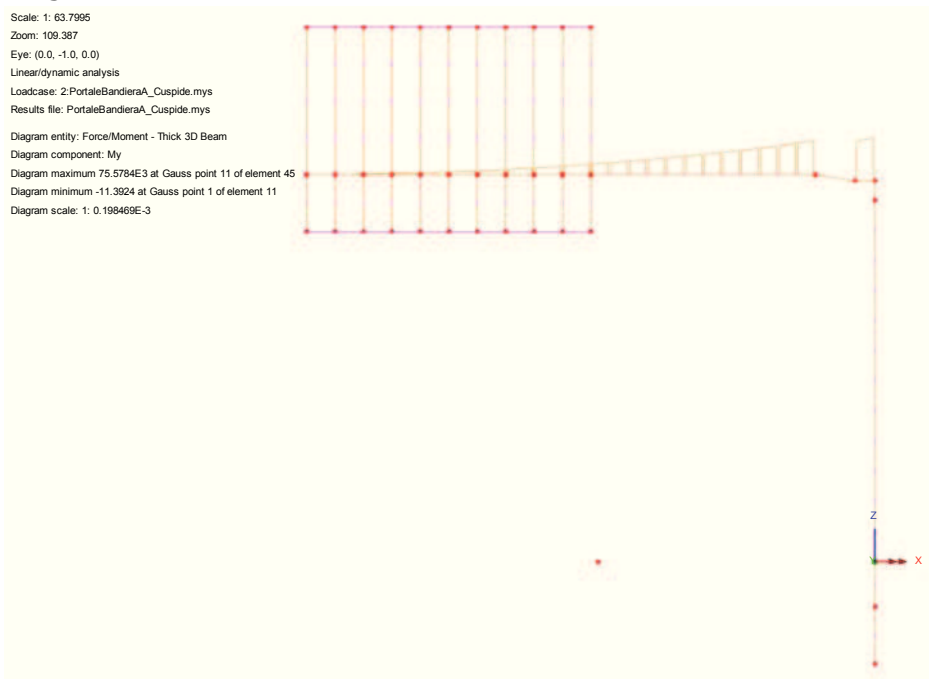


Fig. 16 –  $M_y$  (Local) - Pesi propri

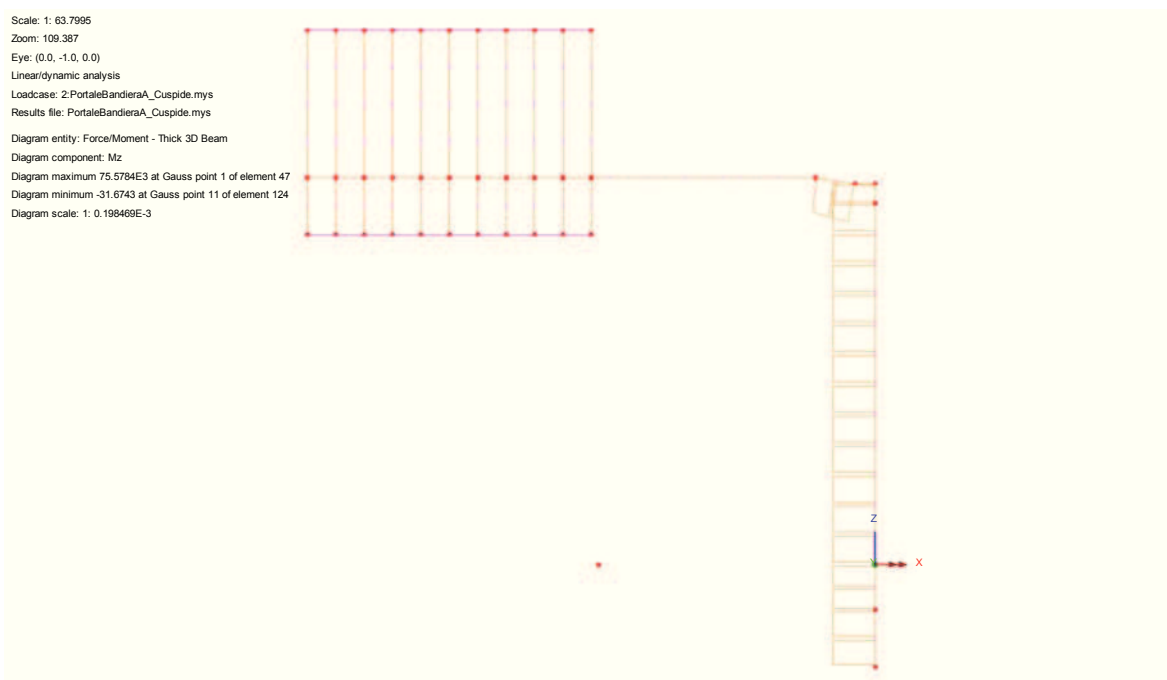


Fig. 17 –  $M_z$  (Local) - Pesi propri

## Peso permanenti portati:

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 3: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 88.6404E3 at Gauss point 11 of element 45  
Diagram minimum -20.3551 at Gauss point 1 of element 11  
Diagram scale: 1: 0.169223E-3

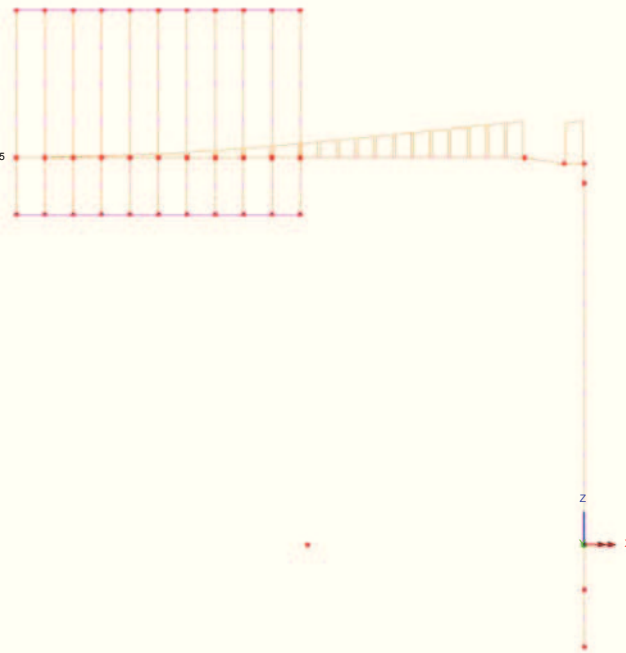


Fig. 18 – My (Local) - Permanenti portati

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 3: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 88.6404E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram minimum -50.1788 at Gauss point 11 of element 124  
Diagram scale: 1: 0.169223E-3

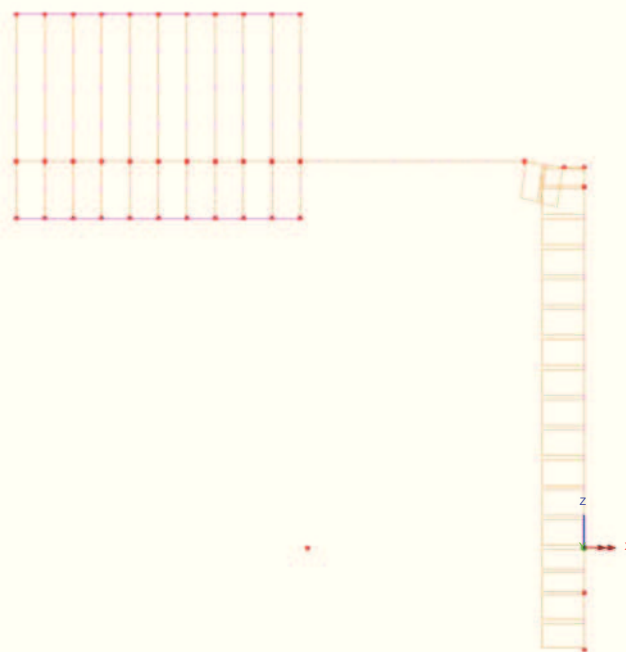


Fig. 19 – Mz (Local) - Permanenti portati

## Vento:

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 0.251021E-9 at Gauss point 1 of element 69  
Diagram minimum -401.84E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram scale: 1: 37.3283E-6

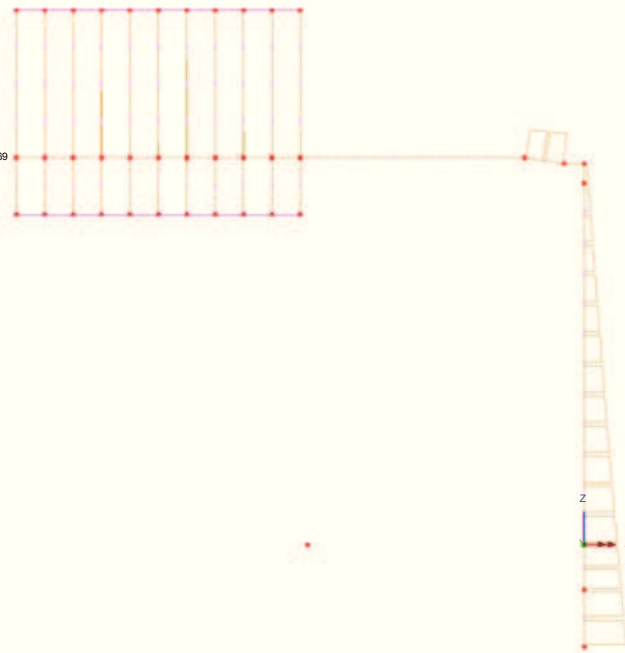


Fig. 20 – My (Local) - Vento

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 32.4793E-12 at Gauss point 1 of element 43  
Diagram minimum -304.398E3 at Gauss point 11 of element 45  
Diagram scale: 1: 49.2776E-6

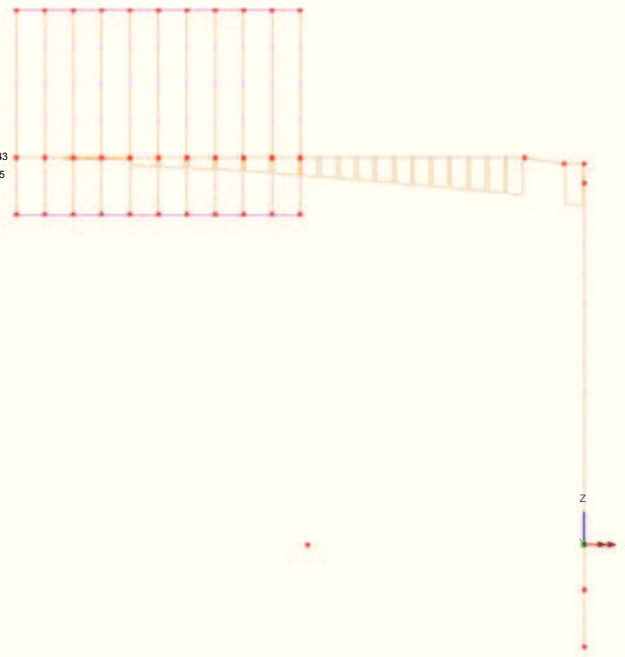


Fig. 21 – Mz (Local) - Vento

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Loadcase: 4: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Results file: PortaleBandieraA\_Cuspide.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 304.398E3 at Gauss point 1 of element 55  
Diagram minimum -30.361E3 at Gauss point 1 of element 45  
Diagram scale: 1: 49.2776E-6

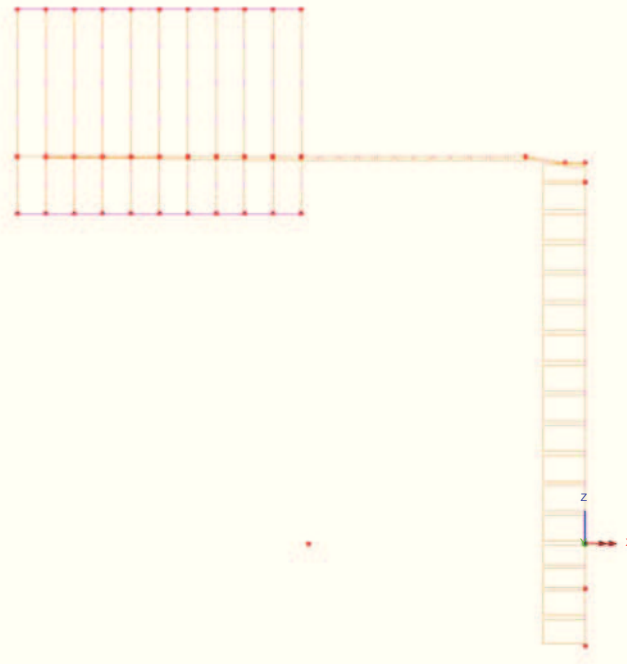


Fig. 22 – Mx - Torcente (Local) - Vento



Neve:

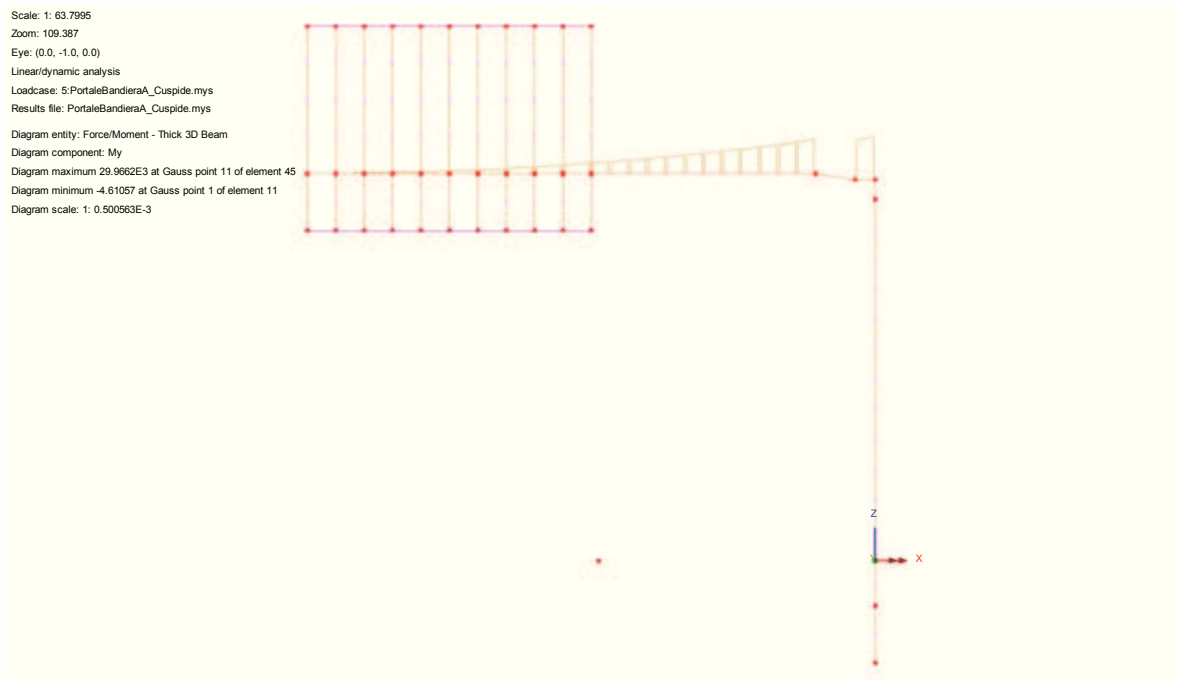


Fig. 23 – My (Local) - Neve

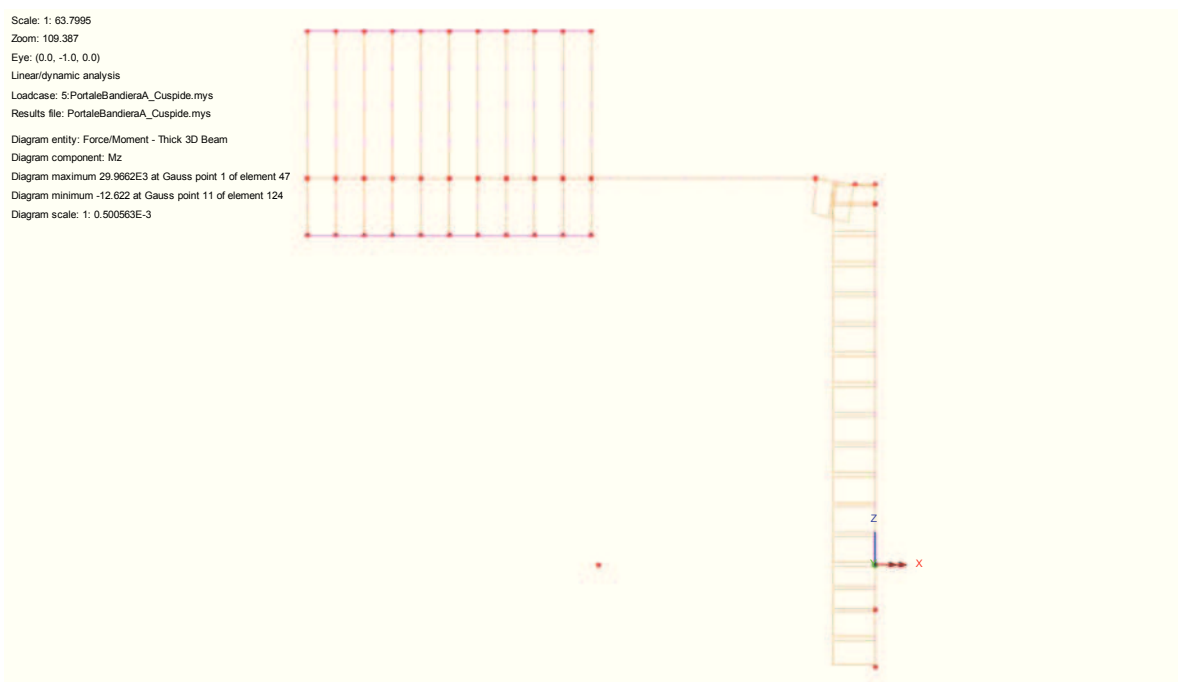


Fig. 24 – Mz (Local) - Neve

## Buffeting L1:

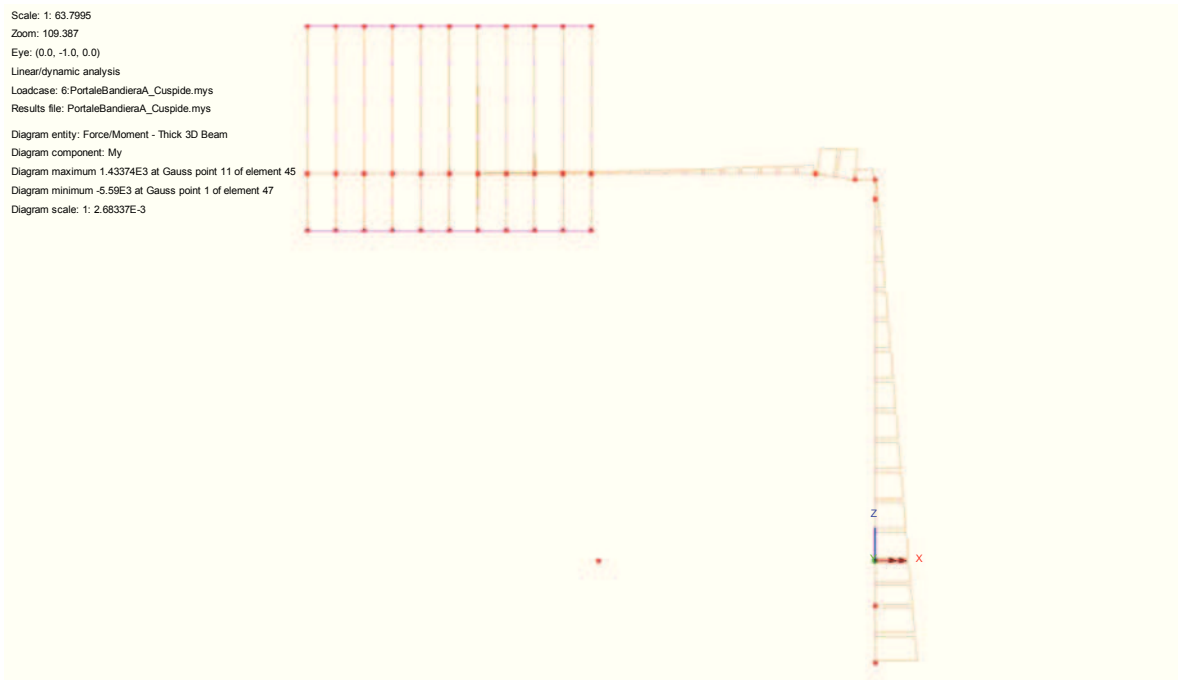


Fig. 25 – My (Local) - Buffeting L1

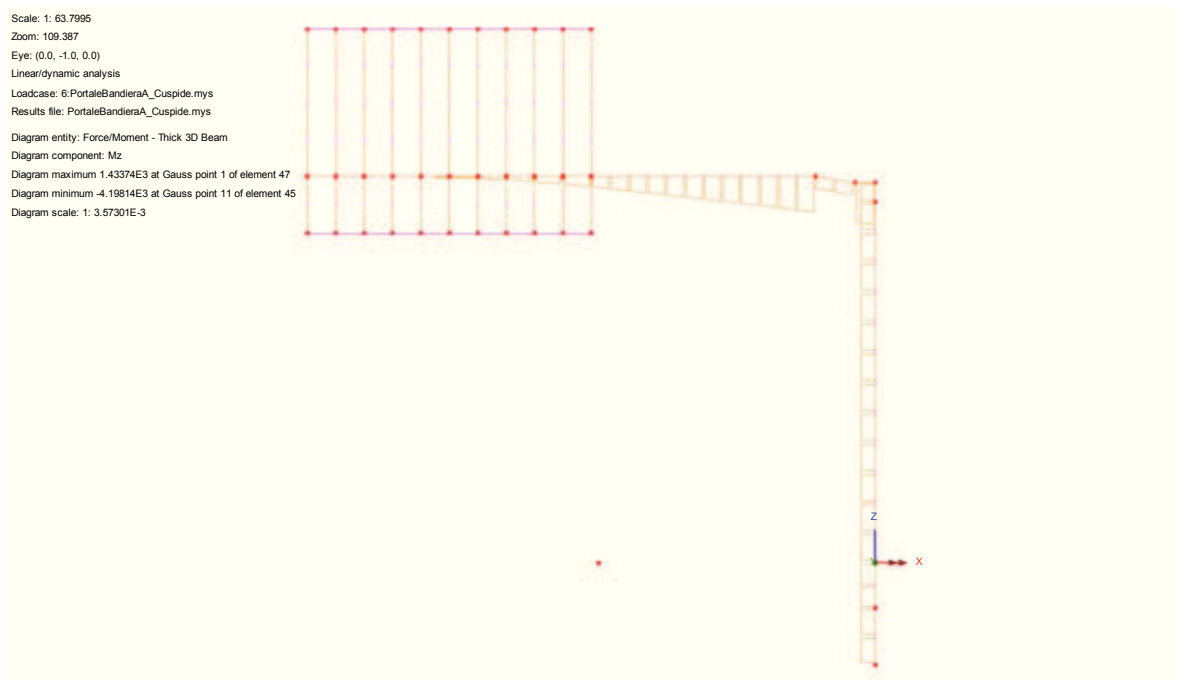


Fig. 26 – Mz (Local) - Buffeting L1

### 8.3 Involuppo delle caratteristiche di sollecitazione

Di seguito si esplicitano gli involuppi delle caratteristiche di sollecitazione ottenuti dall'azione combinata delle azioni esterne elementari:

#### Involuppo agli SLU - A1 (STR):

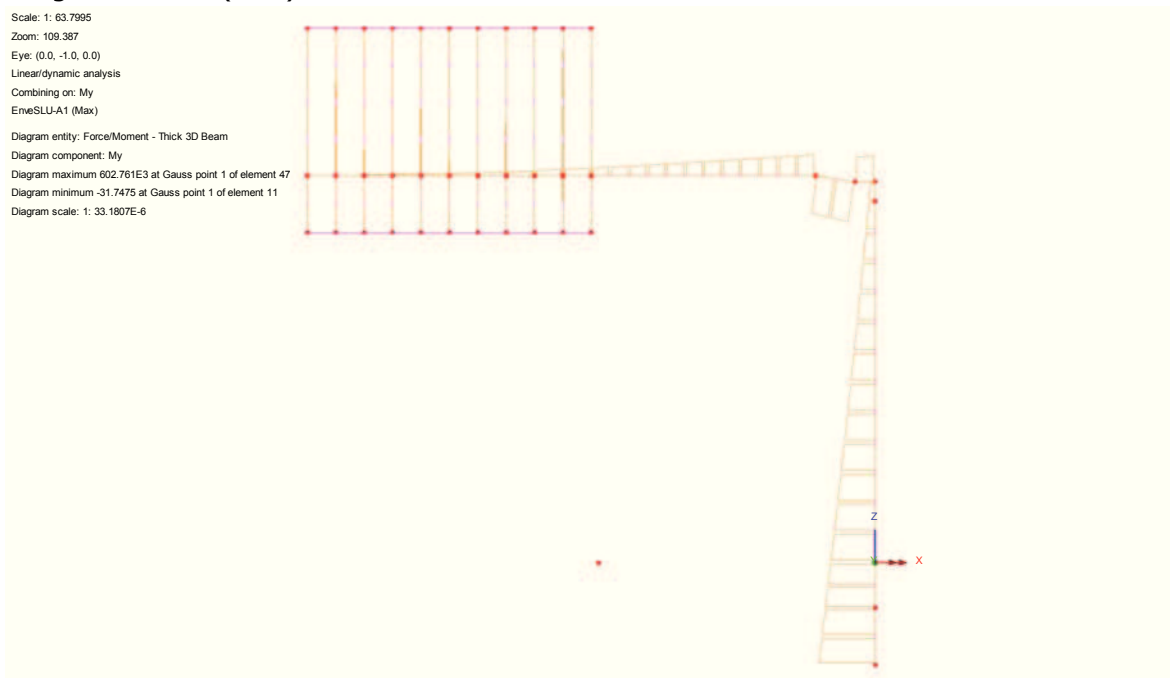


Fig. 27 – **My (Local)**

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mz  
EnveSLU-A1 (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 456.597E3 at Gauss point 11 of element 45  
Diagram minimum -81.8532 at Gauss point 11 of element 124  
Diagram scale: 1: 43.8023E-6

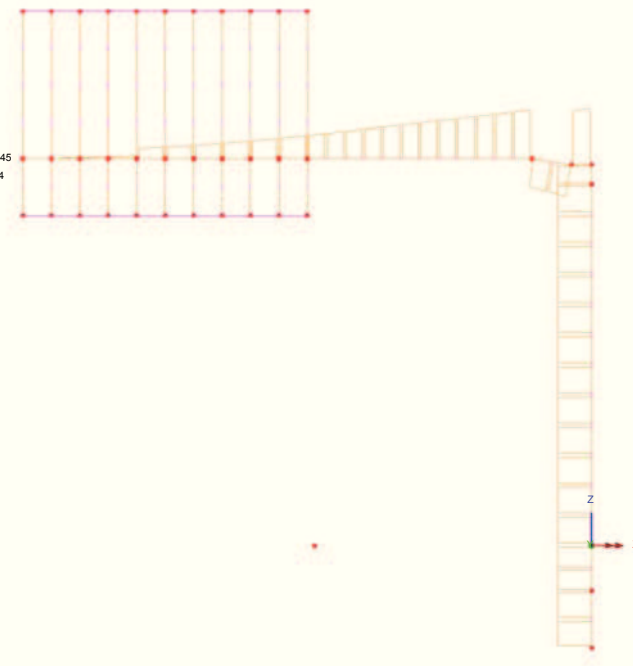


Fig. 28 – **Mz (Local)**

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
EnveSLU-A1 (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 456.597E3 at Gauss point 1 of element 55  
Diagram minimum -0.788861E-30 at Gauss point 1 of element 91  
Diagram scale: 1: 43.8023E-6

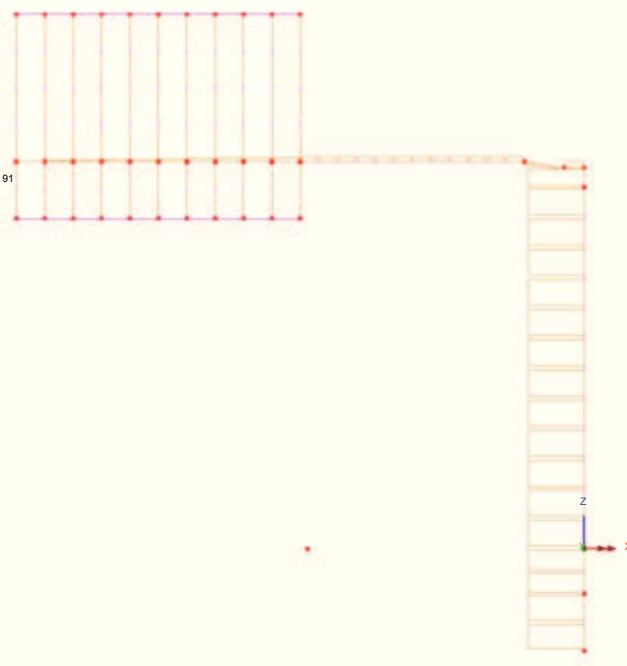


Fig. 29 – **Mx - Torcente (Local)**

### 8.3.1 Enve SLE - Caratteristica

#### Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

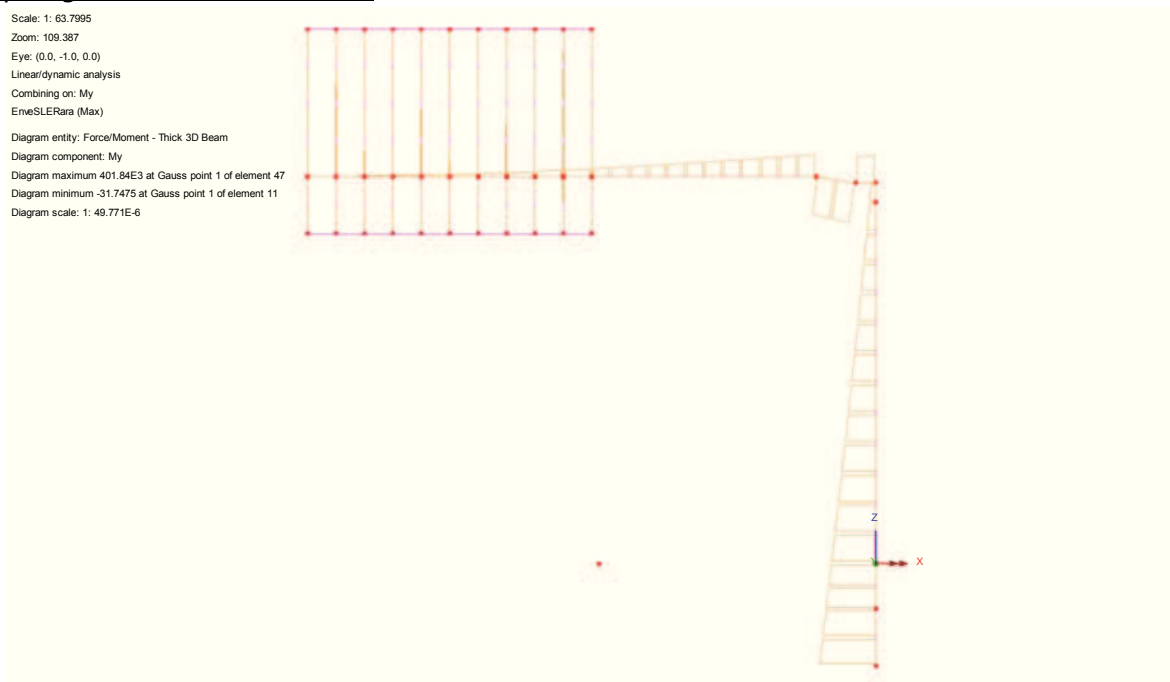


Fig. 30 – **My (Local)**

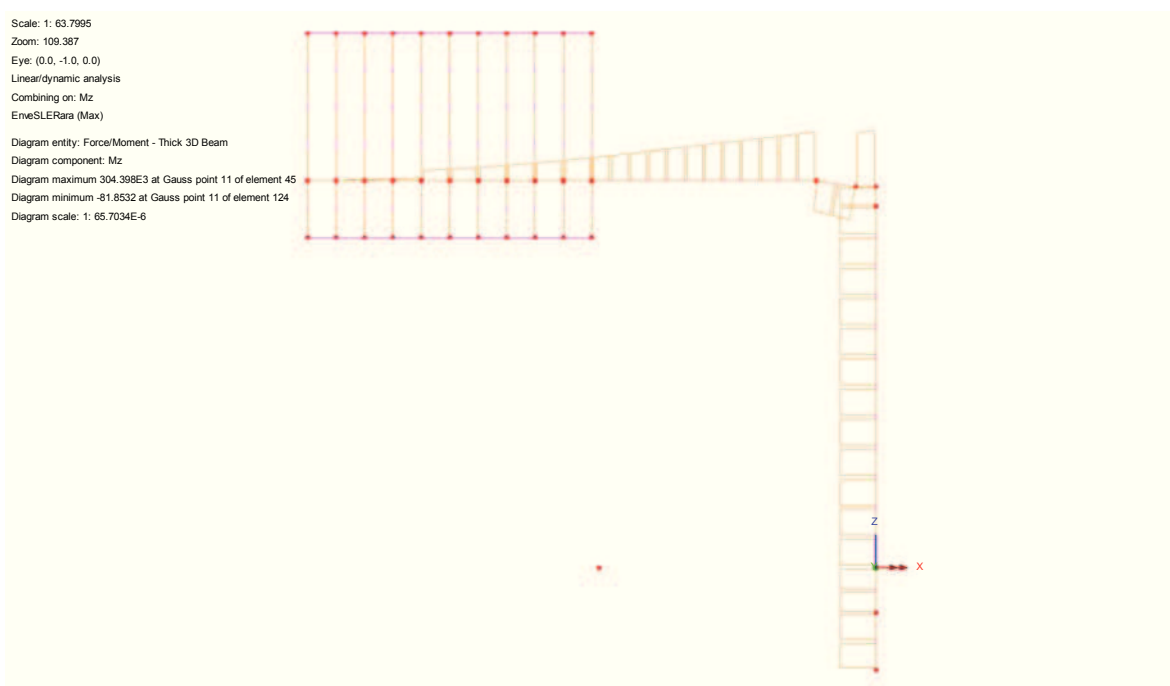


Fig. 31 – **Mz (Local)**

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 109.387  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
EnveSLERara (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 304.398E3 at Gauss point 1 of element 55  
Diagram minimum -0.788861E-30 at Gauss point 1 of element 91  
Diagram scale: 1: 65.7034E-6

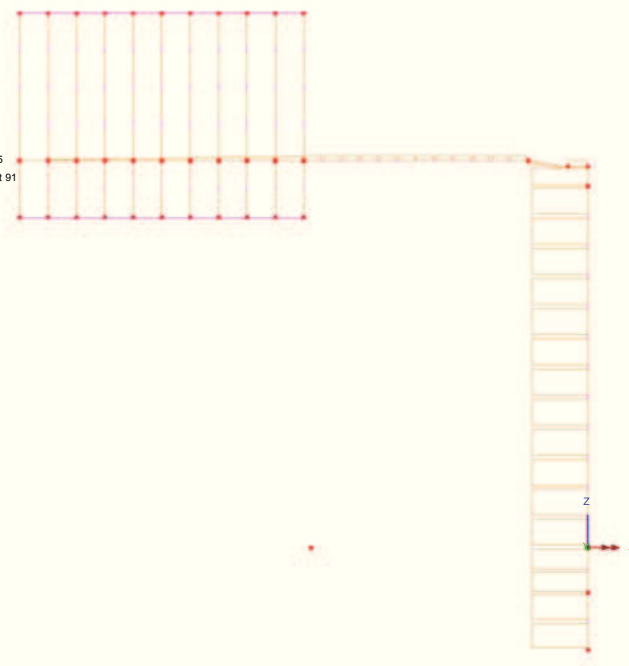


Fig. 32 – **Mx - Torcente (Local)**

### 8.3.2 Enve Sisma - SLV

#### Inviluppo agli SLV:

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 108.843  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: My  
EnveSisma (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My  
Diagram maximum 234.017E3 at Gauss point 11 of element 45  
Diagram minimum 0.699413 at Gauss point 3 of element 123  
Diagram scale: 1: 85.464E-6

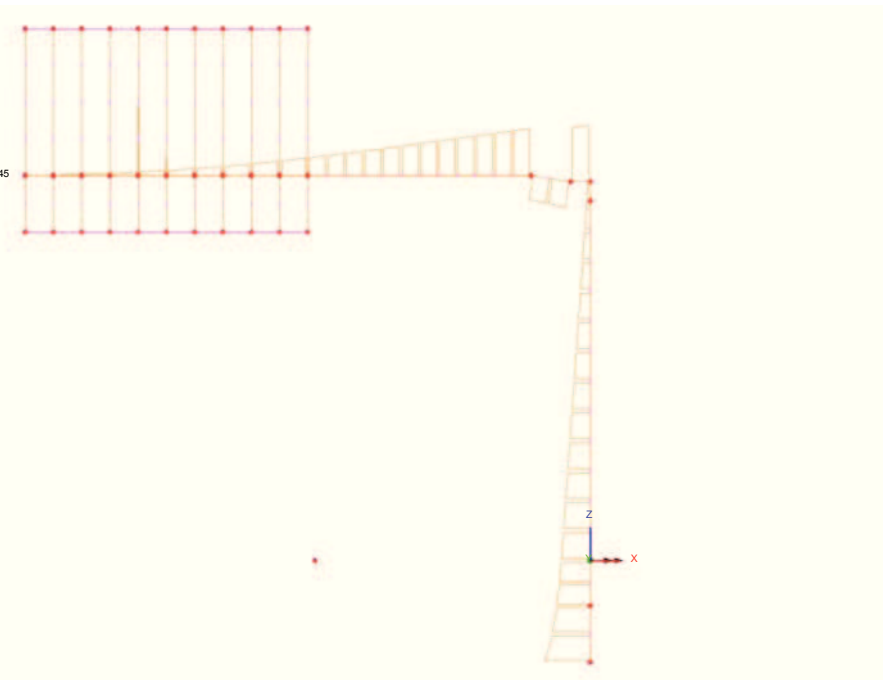


Fig. 33 – **My (Local)**

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 108.843  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mz  
EnveSisma (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mz  
Diagram maximum 334.63E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram minimum -8.44225 at Gauss point 11 of element 123  
Diagram scale: 1: 59.7674E-6

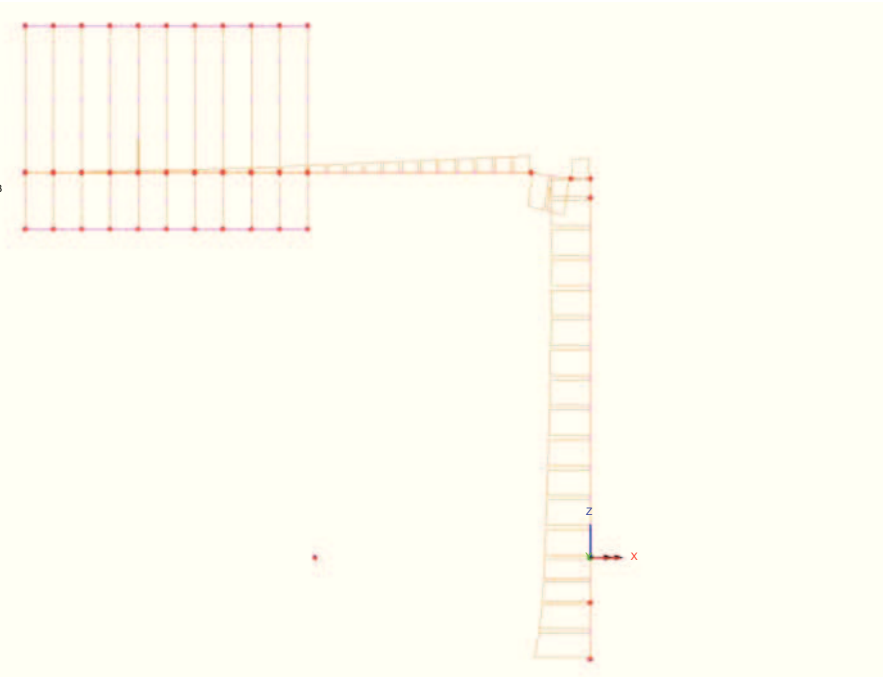


Fig. 34 – **Mz (Local)**

Scale: 1: 63.7995  
Zoom: 108.843  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Mx  
EnveSisma (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Mx  
Diagram maximum 117.258E3 at Gauss point 1 of element 49  
Diagram minimum 0.0136859 at Gauss point 1 of element 123  
Diagram scale: 1: 0.170564E-3

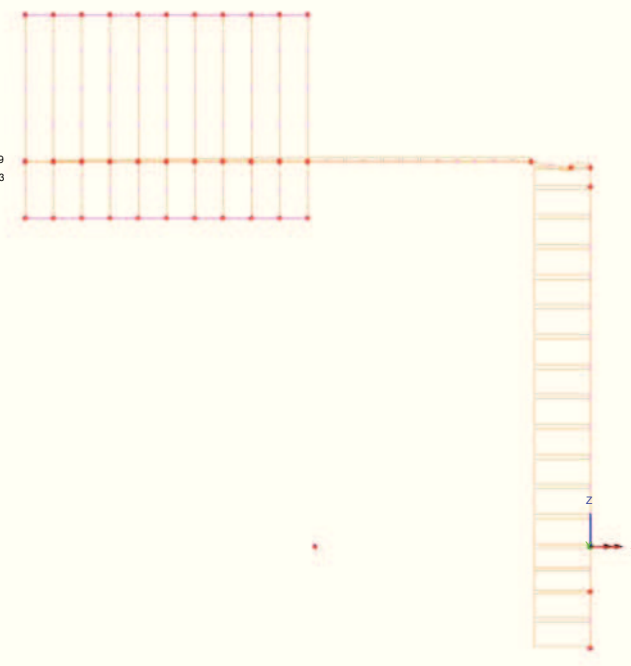


Fig. 35 – **Mx - Torcente (Local)**



## 8.4 Spostamenti

La determinazione della configurazione deformata della struttura è stata effettuata, in ottemperanza a quanto disposto nelle NTC 2008; 2.4.2, tenendo conto delle combinazioni delle azioni agli SLE in condizione caratteristica. In aderenza a quanto suggerito nelle norme britanniche (BD 94/07, Parte 1- Annesso A) si considera concomitante l'azione del Buffeting, con coefficiente di combinazione 0.50.

In relazione alla variabilità strutturale e geometrica della dimensione dei cartelloni, intrinseca nel concetto di struttura tipologia quale quella in progetto, si verifica la compatibilità delle deformazioni ottenute coi limiti di normativa assumendo quale "punto di campionamento" la punta esterna della mensola metallica.

Si ottiene quanto segue:

### Spostamenti verticale ( $\delta Z$ ) - Carichi permanenti

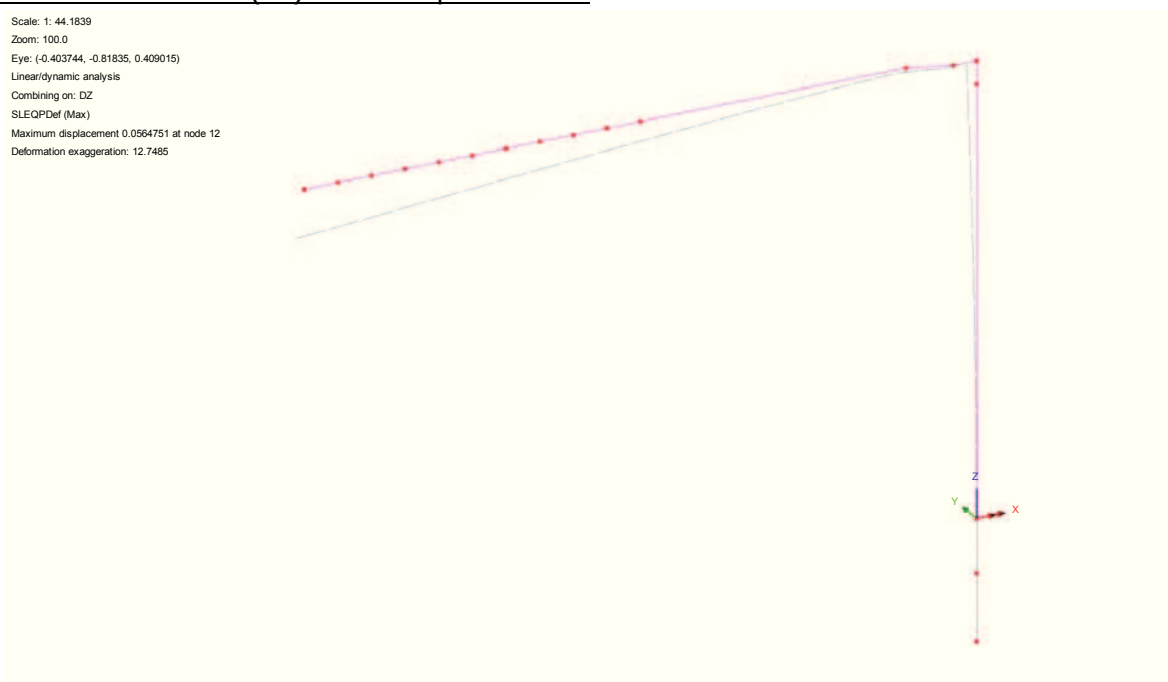


Fig. 36 – Spostamenti verticali massimi

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è pari a 0.056 m. Si prescrive quindi una contromonta costruttiva, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.06 m.

## Spostamenti orizzontali ( $\delta Y$ ) - Azioni variabili

Scale: 1: 44.5731  
Zoom: 100.0  
Eye: (-0.461573, -0.793878, 0.395864)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: DY  
EnvsLEDef (Max)  
Maximum displacement 0.163543 at node 13  
Deformation exaggeration: 4.20056

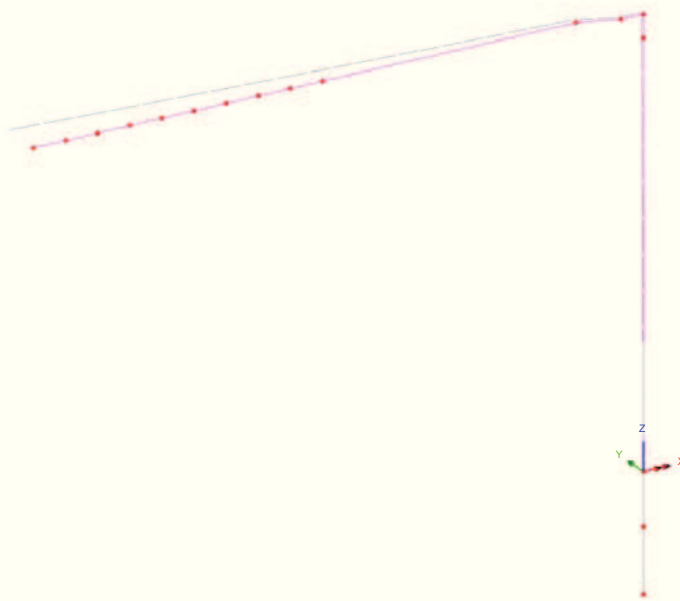


Fig. 37 – Spostamenti orizzontali massimi

Il massimo spostamento orizzontale in direzione Y, indotto dai carichi variabili, è pari a 0.163 m. Lo spostamento concomitante in corrispondenza al nodo mensola-montante è 0.015 m circa. Lo spostamento di verifica, relativo allo sbraccio del portale, è quindi pari a:

$$\delta_{Y_{Ver}} = 0.163 - 0.015 = 0.148m$$

Il valore dello spostamento ammissibile si assume pari ad  $1/150 L$ , dove  $L$  è pari alla luce di calcolo. In aderenza a quanto disposto nelle NTC; 4.2.4.2.1, nel caso di strutture a mensola,  $L$  rappresenta il doppio dello sbalzo.

Si ha quindi che:

$$\delta_{Y_{amm}} = 10 \times 2/150 = 0.135m$$

In relazione alla severità delle azioni del vento adottate e della concomitanza delle azioni da buffeting, la verifica si ritiene soddisfatta nonostante, a rigore, il limite sia lievemente superato.

Si evidenzia che, con riferimento alle norme britanniche (BD 94/07, Parte 1- Annesso A), in cui, per strutture minori si forniscono limiti di spostamento orizzontale sotto l'azione dei carichi variabili pari a

$$\delta_{Y_{amm}} = (10.00 + 6.8)/100 = 0.168m$$

Dove:

- $h_M = 6.80$  m                      altezza del montante
- $L_B = 10.00$  m                    lunghezza della mensola metallica

il valore sopra determinato risulta allineato allo spostamento ottenuto ed al limite sopra esplicitato.

### 8.5 Azioni in fondazione

Come anticipato, la struttura metallica è vincolata alla base della colonna ad un plinto massiccio in calcestruzzo armato, attraverso l'azione di una connessione bullonata ed un sistema di tirafondi.

Il plinto ha forma quadrata in pianta, con impronta  $1.40 \times 1.40 \text{ m}^2$  in corrispondenza della quota del piano di spiccato e alla quota di base della colonna.

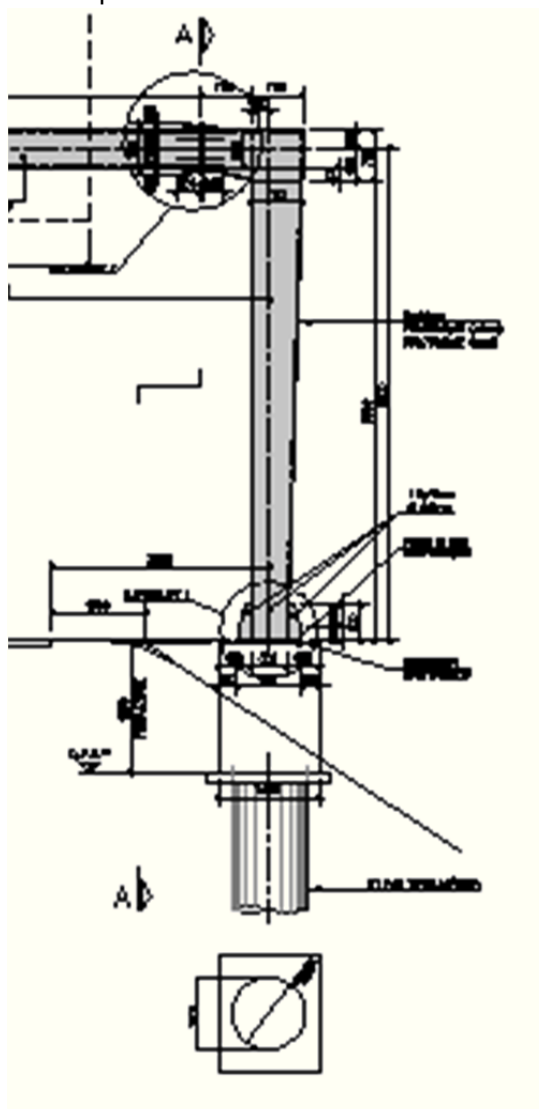


Fig. 38 – Carpenteria del plinto di fondazione

La fondazione è sostenuta da un sistema pali per i dettagli dei quali si rimanda alla relazione geotecnica di dettaglio.

Di seguito si riassumono, in forma tabellare, le azioni sollecitanti gravanti sul sistema di pali e riferite alla quota di spiccato fondazione, in corrispondenza al baricentro planimetrico della fondazione.

Sono escluse dalle analisi effettuate eventuali azioni di spinta delle terre esercitate sulle fondazioni, dovute a configurazioni non simmetriche e planari del piano di posa.

COMBINAZIONE SLU-A1								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(STR)	76	0	-43	-397	362	-276	274	MIN
		0	71	-288	-603	-164	-457	MAX
		0	-71	-393	603	-254	457	MIN
		0	71	-288	-603	-164	-457	MAX
		0	43	-397	-362	-276	-274	MIN
		0	-71	-288	603	-164	457	MAX
		0	71	-288	-603	-164	-457	MIN
		0	-71	-393	603	-254	457	MAX
		0	-43	-397	362	-276	274	MIN
		0	71	-288	-603	-164	-457	MAX
		0	71	-288	-603	-164	-457	MIN
		0	-71	-393	603	-254	457	MAX

Fig. 39 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLU A1

COMBINAZIONE SLU-A2								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	76	0	-37	-317	313	-230	237	MIN
		0	62	-288	-522	-164	-396	MAX
		0	-62	-313	522	-210	396	MIN
		0	62	-288	-522	-164	-396	MAX
		0	37	-317	-313	-230	-237	MIN
		0	-62	-288	522	-164	396	MAX
		0	62	-288	-522	-164	-396	MIN
		0	-62	-313	522	-210	396	MAX
		0	-37	-317	313	-230	237	MIN
		0	62	-288	-522	-164	-396	MAX
		0	62	-288	-522	-164	-396	MIN
		0	-62	-313	522	-210	396	MAX

Fig. 40 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLU A2

COMBINAZIONE SLE Rara								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLE Rara	76	0	-29	-294	241	-194	183	MIN
		0	48	-288	-402	-164	-304	MAX
		0	-48	-291	402	-179	304	MIN
		0	48	-288	-402	-164	-304	MAX
		0	29	-294	-241	-194	-183	MIN
		0	-48	-288	402	-164	304	MAX
		0	48	-288	-402	-164	-304	MIN
		0	-48	-291	402	-179	304	MAX
		0	-29	-294	241	-194	183	MIN
		0	48	-288	-402	-164	-304	MAX
		0	48	-288	-402	-164	-304	MIN
		0	-48	-291	402	-179	304	MAX

Fig. 41 – Involuppo delle azioni agenti in fondazione - SLE Caratteristica

COMBINAZIONE SLV							
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente	
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
COMBINAZIONE SLV	76	-71	-22	-302	-34	-335	MIN
		71	22	-274	34	35	MAX
		-22	-72	-286	-112	-117	MIN
		22	72	-290	112	117	MAX
		10	12	-309	-57	-209	MIN
		-10	-12	-267	57	-119	MAX
		11	38	-296	-190	-196	MIN
		-11	-38	-280	190	-133	MAX
		-71	-22	-292	-34	-335	MIN
		71	22	-284	34	6	MAX
		11	38	-296	-190	-196	MIN
		-11	-38	-280	190	-133	MAX

Fig. 42 – Inviluppo delle azioni agenti in fondazione - SLV

Di seguito si riportano, in forma tabellare, le azioni sollecitanti riferite alla quota di spiccato fondazione, in corrispondenza del baricentro planimetrico della fondazione, considerando l'incremento dell'accelerazione spettrale determinata nel relativo capitolo.

			AZIONI BASE PLINTO - SLV (VALMONTONE)			
			Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
Taglio trasversale (dir. X)	Fx	[kN]	82	177	182	190
Taglio longitudinale (dir. Y)	Fy	[kN]	83	189	194	204
Sforzo normale	Fz	[kN]	358	845	865	907
Momento flettente (con asse // a X)	Mx	[kNm]	220	470	510	589
Momento flettente (con asse // a Y)	My	[kNm]	388	914	1122	1571
Momento torcente	Mz	[kNm]	136	378	501	732

## 9. VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

### 9.1 Struttura metallica in elevazione

La verifica viene effettuata calcolando separatamente i rapporti di sfruttamento per tensioni normali  $\eta_1$  (interazione N, M, inclusi effetti di local buckling), e a taglio  $\eta_3$ , effettuando a valle il calcolo del coefficiente di sfruttamento per interazione N, M, V. Si evidenzia che gli effetti torcenti, di gran lungo predominanti sul taglio, vengono trattati in maniera equivalente al taglio stesso, scomponendone le risultanti sulle pareti mediante la formula di Bredt.

#### 9.1.1 Sollecitazioni di verifica

La verifica viene effettuata in corrispondenza alle sezioni significative della struttura che, nel caso in oggetto, risultano essere quelle esplicitate nella figura seguente:

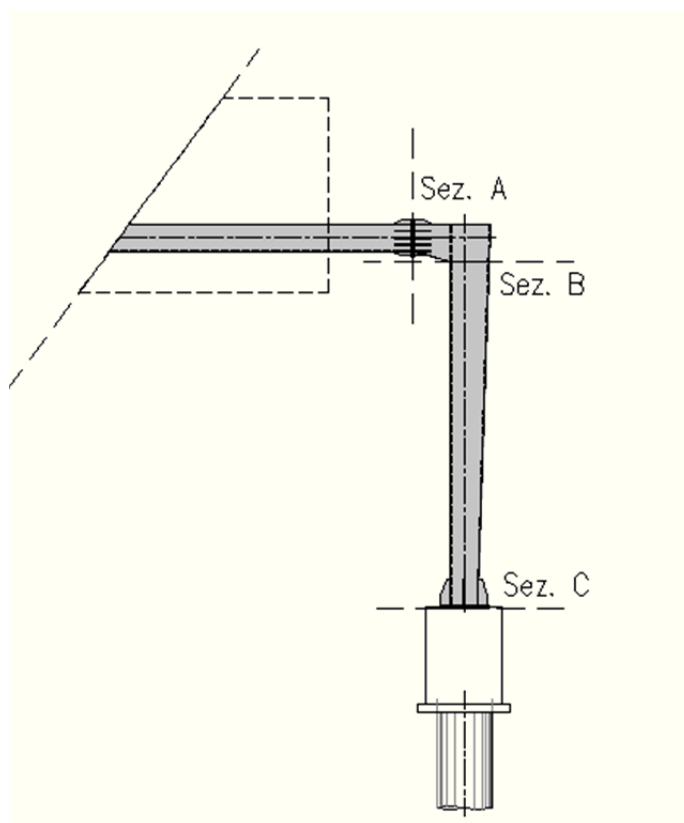


Fig. 43 – Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A                      Sezione di sbraccio 1
- Sez B                      Sezione di sbraccio 2
- Sez C\*                     Sezione di testa del montante
- Sez C                      Sezione di base del montante

Dalle azioni applicate sul portale a bandiera nella combinazione agli SLU, che prevede, con riferimento al quadro normativo previgente, un unico coefficiente moltiplicativo delle azioni variabili pari a 1.5, oltre che al sistema di riferimento riportato nella figura successiva, si riassumono nelle tabelle seguenti le sollecitazioni di progetto in condizioni ultime e in esercizio (combinazione SLE caratteristica).

- $N_{E,d}$  Azione normale negativo se di compressione
- $V_{y,Ed}$ ,  $V_{z,Ed}$  Azione di taglio nelle due direzioni ortogonali
- $M_{z,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  Momento flettente nelle due direzioni principali
- $T_{Ed}$  Momento torcente

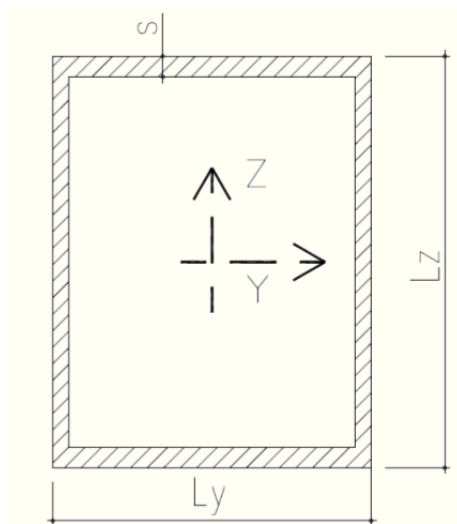


Fig. 44 – Geometria delle sezioni di verifica

Per ciascuna sezione si è individuata la massima/minima componente e le relative concomitanti. In grassetto si evidenziano le componenti massimizzate/minimizzate nella combinazione in oggetto. Per brevità si esplicitano i valori delle componenti che, in fase di massimizzazione/minimizzazione, hanno evidenziato il valore assoluto maggiore, quindi più severo.

**Azioni di verifica:**

EnveSLERara - Sbraccio1					
Assiale	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	Torcente	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	<b>-37</b>	<b>28</b>	-27	149	-265
0	-37	25	<b>-27</b>	137	-265
0	22	31	16	<b>161</b>	159
0	-37	25	-27	137	<b>-265</b>

EnveSLU-A1 - Sbraccio1					
Assiale	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	Torcente	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	<b>-55</b>	<b>39</b>	-40	211	-397
0	-55	25	<b>-40</b>	137	-397
0	33	43	24	<b>229</b>	238
0	-55	25	-40	137	<b>-397</b>

EnveSLERara - TopMont					
Assiale	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	Torcente	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-27	<b>0</b>	<b>-39</b>	-304	44	164
-27	0	-39	<b>-304</b>	44	164
-27	0	-39	-304	<b>44</b>	164
-33	0	23	183	-26	<b>194</b>

EnveSLU-A1 - TopMont					
Assiale	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	Torcente	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-27	<b>0</b>	<b>-58</b>	-457	66	164
-27	0	-58	<b>-457</b>	66	164
-27	0	-58	-457	<b>66</b>	164
-47	0	35	274	-39	<b>276</b>

EnveSLERara - BaseMont					
Assiale	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	Torcente	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-41	<b>0</b>	<b>-47</b>	-304	316	164
-41	0	-47	<b>-304</b>	316	164
-41	0	-47	-304	<b>316</b>	164
-47	0	28	183	-190	<b>194</b>

EnveSLU-A1 - BaseMont					
Assiale	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	Torcente	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
-41	<b>0</b>	<b>-71</b>	-457	474	164
-41	0	-71	<b>-457</b>	474	164
-41	0	-71	-457	<b>474</b>	164
-65	0	42	274	-285	<b>276</b>

Fig. 45 – Azioni di verifica



### 9.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio

I profili in oggetto sono costituiti da pareti sottili (elevati rapporti b/t) e la verifica sarà condotta tenendo conto dell'interazione tra sforzo di taglio, momento flettente e sforzo normale secondo quanto definito al punto 7.1 dell'EC3-1-5, nelle sezioni in cui vi sia interazione significativa delle azioni di pressoflessione deviata e taglio:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) * (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad (\text{formula 7.1 di EC3-1-5})$$

Con  $\bar{\eta}_1 = \eta_1$  è lo stato tensionale prodotto dalla pressoflessione, normalizzato alla tensione  $f_y/\gamma_{M0} = 275/1.05 = 262$  MPa come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{yEd} + N_{Ed} \cdot e_{x,N}}{f_y \cdot w_{y,eff}} + \frac{M_{xEd} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{f_y \cdot w_{x,eff}} \quad (\text{formula 4.15 di EC3-1-5})$$

$\gamma_{M0} \qquad \qquad \gamma_{M0} \qquad \qquad \gamma_{M0}$

Essendo

- $e_{x,N}$  ;  $e_{y,N}$                       eccentricità del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione piena
- $A_{eff}$ ,  $w_{y,eff}$ ,  $w_{x,eff}$             rispettivamente area e moduli di resistenza della sezione efficace
- $M_{y,ed}$  ed  $M_{x,ed}$                   Momenti flettenti che dovranno tener conto degli effetti del secondo ordine che per questa struttura sono trascurabili

Trattandosi di elementi con pareti sottili, si assume la sezione in classe 4 e pertanto la verifica a pressoflessione deviata verrà condotta calcolando i singoli contributi tensionali prodotti rispettivamente dallo sforzo normale e dai momenti flettenti  $N_{Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$  e  $M_{y,Ed}$  come definito al punto 6.2.9.3 dell'EC3-1-1

Il contributo del taglio è tenuto in conto tramite il coefficiente

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1$$

Se la verifica al taglio risulta soddisfatta e il taglio di calcolo inferiore al 50% del taglio resistente, nella verifica a pressoflessione non si tiene conto dell'ulteriore riduzione prodotta dal taglio, in quanto non si hanno significativi effetti di interazione.

Pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta se:

$$\eta_1 < 1$$

Di seguito si riporta la verifica di dettaglio della sezione di Sbraccio1. Analoga procedura è stata implementata per le altre sezioni resistenti. Per brevità si riassumono i coefficienti di sfruttamento a pressoflessione deviata e taglio in una tabella sintetica.

Per maggiori dettagli riguardo alle simbologie adottate ed al significato dei singoli termini richiamati nella procedura di verifica, si rimanda all'Eurocodice 3-1-5, capitolo 4 (analisi degli effetti del buckling su piatti per effetto di sforzi diretti agli stati limite ultimi) e al capitolo 5 (resistenza al taglio).

Di seguito si riassumono le dimensioni geometriche e le principali proprietà delle sezioni lorde in analisi:

Sez Verifica		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )
A	<b>Sbraccio1</b>	<b>0.5</b>	<b>0.5</b>	<b>0.01</b>	0.0196	0.0008	0.0008	0.0100	0.0100	0.0031	0.0031	0.0048
B	<b>TopMont</b>	<b>0.7</b>	<b>0.5</b>	<b>0.012</b>	0.0282	0.0012	0.0020	0.0168	0.0120	0.0049	0.0058	0.0081
C	<b>BaseMont</b>	<b>0.5</b>	<b>0.7</b>	<b>0.012</b>	0.0282	0.0020	0.0012	0.0120	0.0168	0.0058	0.0049	0.0081

Fig. 46 – Caratteristiche delle sezioni di verifica

Si dettaglia la procedura di verifica condotta per la sezione A, sottoposta al set di sollecitazioni 1, nel quale si massimizzano le azioni di taglio e si assumono le concomitanti azioni assiali e flettenti.

#### Verifica Tensionale (Sez. di classe 4)

(EN 1993-1-1; EN 1993-1-5)

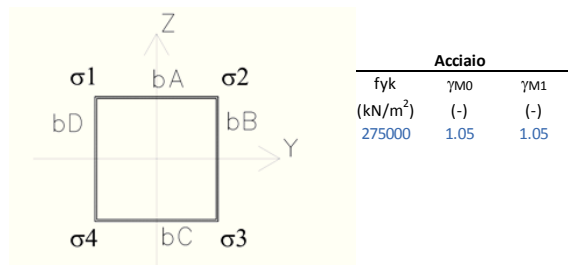
#### Sezioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica		Geometria del profilo in acciaio											Coord. G <sub>SEZ_LORDA</sub>	
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$A_{V-Y}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{V-Z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$2*\Omega*t$ (m <sup>3</sup> )	$Y_G$ (m)	$Z_G$ (m)
<b>A</b>	<b>1</b>	<b>0.50</b>	<b>0.50</b>	<b>0.010</b>	0.0196	0.0008	0.0008	0.0100	0.0100	0.0031	0.0031	0.0048	0	0

#### EnveSLU-A1 - Sbraccio1

Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
0	-55	39	-40	211	-397

Calcolo delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):



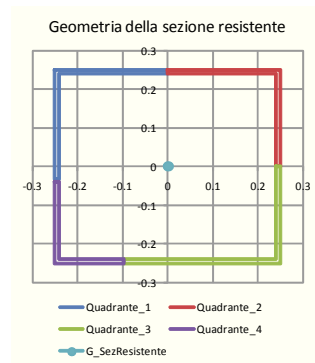
Le verifiche si conducono determinando le tensioni nei quattro vertici della sezione, numerati progressivamente da 1 a 4 con riferimento all'immagine sovrastante ed utilizzando le caratteristiche efficaci.

Si implementano tre iterazioni al fine di cogliere la reale parzializzazione delle sezioni per effetto del local buckling.

Trattazione per "Internal compression elements" (EN 1993-1-5; 4.4)

Tensioni di compressione sono positive:																							
EnveSLU-A1 - Sbraccio1						Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	VY - Torcente	VZ - Torcente	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
0	-55	39	-40	211	-397	13859	12238	0	0	0	0	-67203	-67203	67203	67203	126635	-126635	-126635	126635	59432	-193839	-59432	193839

ITERAZIONE N. 03																							
EnveSLU-A1 - Sbraccio1 - ITERAZIONE N. 03						Azioni taglianti e torcenti		Azione assiale				Momento flettente (MY)				Momento flettente (MZ)				Tensioni risultanti:			
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	VY - Torcente	VZ - Torcente	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
0	-55	39	-40	210.92474	-397	13859	12238	0	0	0	0	-67177	-67177	67244	67244	127716	-126862	-126862	127716	60539	-194039	-59618	194960



Caratteristiche della sezione EFFICACE - Effetto del Local Buckling:

bA - Eff 1															
b <sub>A</sub>				b <sub>B</sub>				b <sub>C</sub>				b <sub>D</sub>			
$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_{\rho}$	$\rho$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_{\rho}$	$\rho$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_{\rho}$	$\rho$	$\Psi$	$k\sigma$	$\lambda_{\rho}$	$\rho$
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.50	Lato Teso	Lato Teso	Lato Teso	1.000	0.50	-0.305794333	10.64798	0.584	1.000	0.38	0.310519
															6.027113
															0.776
															0.987
															0.49

Lunghezza dei lati EFFICACI:							
Azione assiale - Momento flettente (MY) - Momento flettente (MZ)							
(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace	(m) - Efficace
bA - Eff 1	bA - Eff 2	bB - Eff 2	bB - Eff 3	bC - Eff 3	bC - Eff 4	bD - Eff 4	bD - Eff 1
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.250	0.250	0.250	0.250	0.347	0.153	0.210	0.283
0.500		0.500		0.500		0.493	

Grandezze Efficaci:

$A_{EFF}$	$\Delta Y_{G-EFF}$	$\Delta Z_{G-EFF}$	$I_{Y-EFF}$	$I_{Z-EFF}$	$W_{Y-EFF(-)}$	$W_{Y-EFF(+)}$	$W_{Z-EFF(-)}$	$W_{Z-EFF(+)}$	$\Delta M_y$	$\Delta M_z$
(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(kNm)	(kNm)
0.019533	0.000847	0.000125	0.000785	0.000781	0.003137	-0.003140	-0.003112	0.003133	0.0000	0.0000

Azioni Sollecitanti Agenti sulla sezione Efficace:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad -5; 4,6)$$

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  are the design bending moments with respect to y-y and z-z axes respectively;  
 $e_{y,N}$ ,  $e_{z,N}$  are the eccentricities with respect to the neutral axis.

$$\eta_1 = A + B + C$$

EnveSLU-A1 - Sbraccio1						A	B	C	$\eta_1 = A + B + C$	Verifica
Assiale	VY	VZ	Torcente	MY - Eff	MZ - Eff	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)					
0	-55	39	-40	211	-397	0.000	0.257	0.488	0.744	Sez. Verificata

Di seguito la verifica di dettaglio per sollecitazioni taglianti e torcenti:

**Verifica a Taglio - Torsione:**

Sezioni resistenti senza irrigidimenti:  
(EN 1993-1-5; 5)

$\eta$ (-)	$\varepsilon$ (-)	$72\varepsilon/\eta$ (-)	$hw/t$ (-)	
			$L_y$	$L_z$
1	0.924	67	50	50

La resistenza a taglio si determina come:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EN 1993-1-5; 5.2})$$

Si trascura la resistenza fornita dalle flange. Si ottiene quindi:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EN 1993-1-5; 5.2})$$

	$\sigma_e$ (MPa)	$a$ (m)	$k\tau$ (-)	$\tau_{cr}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\lambda_w$ (-)	$\chi(\lambda)$ (-)	$V_{bw,Rd}$ (kN)	(EN 1993-1-5; 5.3 - EN 1993-1-5; Annesso A)
$L_y$	76	100	5.34	405848	0.626	1.000	756	
$L_z$	76	100	5.34	405848	0.626	1.000	756	

Risultante delle azioni di taglio-Torsione agenti su un singolo lato dello scatolare:  
(Sezione lorda)

Azioni taglianti e torcenti			Verifiche di resistenza:		Verifica (-)	Interaz. V-M (-)
VY - Torcente (kN)	VZ - Torcente (kN)		VY - Torcente $\eta_3$ (-)	VZ - Torcente $\eta_3$ (-)		
io1 Comb1	69	61	Sbraccio1 Comb1	0.09 0.08	Sez. Verificata	Nessuna Interaz.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito la tabella riassuntiva delle verifiche condotte per tutte le sezioni e le combinazioni di carico agli SLU:

Coefficienti di sfruttamento (SLU-A1):				$\eta_1$ (-)	$\eta_3$ (-)
Sbraccio1	Comb_1			0.7444	0.0917
	Comb_2			0.6742	0.0917
	Comb_3			0.5686	0.0616
	Comb_4			0.6742	0.0917
TopMont	Comb_1			0.1628	0.4067
	Comb_2			0.1628	0.4067
	Comb_3			0.1628	0.4067
	Comb_4			0.2204	0.2440
BaseMont	Comb_1			0.4455	0.4026
	Comb_2			0.4455	0.4026
	Comb_3			0.4455	0.4026
	Comb_4			0.4209	0.2416

### 9.1.3 Verifica dei giunti di connessione

Come anticipato nei capitoli precedenti, la struttura si realizzerà in stabilimento per conci di lunghezza massima 12 m, al fine di rendere agevoli le operazioni di movimentazione e montaggio.

L'assemblaggio delle lamiere si realizzerà, per tutti i moduli prefabbricati, con saldature a piena penetrazione.

Le giunzioni tra conci, invece, si realizzeranno in situ con giunti bullonati agenti "a taglio".

Con particolare riferimento ai problemi indotti da carichi di origine ciclica (fatica), si richiama l'attenzione sulla necessità di serrare i bulloni utilizzando le corrette coppie prescritte. - Vedi EN 1993-1-8, EN 1090-2 par 8.5 ( $F_{p,C} = 0.70 \times F_u \times A_s$ ) per le sezioni A e B.

Nella struttura in progetto si hanno due giunzioni bullonate per la parte in elevazione, corrispondenti alle sezioni "Sez A" e Sez B", oltre alla base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi - "Sez C".

Per le sezioni "Sez A" e "Sez B", si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 10.9; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza  $L=1.20$  m e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

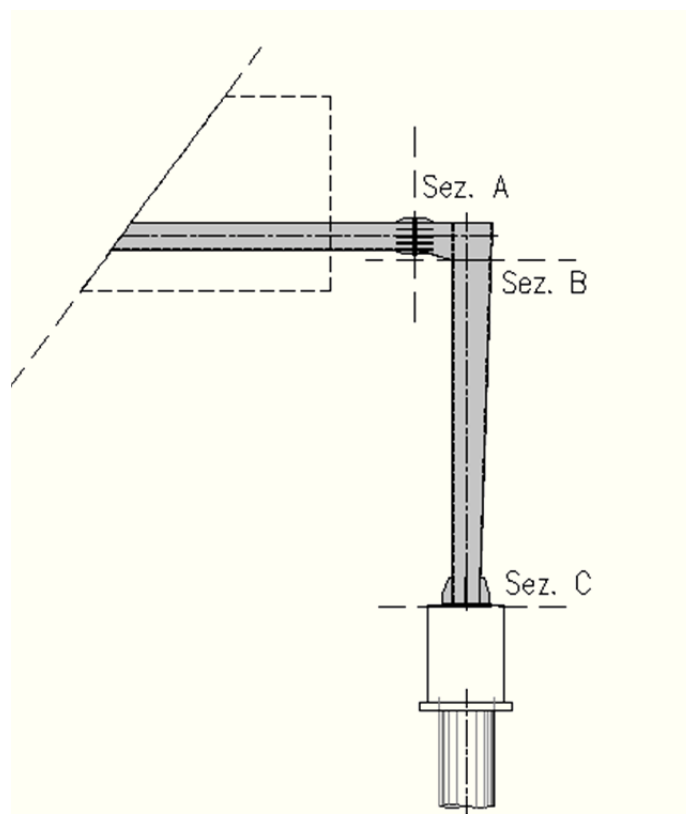


Fig. 47 - Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

Le verifiche sono condotte con riferimento a quanto dettagliato nelle NTC 2008; 4.2.8 ed in analogia a quanto contenuto in EN 1993-1-8; 3.6.

Si rimanda a quanto sopra per dettagli in merito alle procedure di verifica ed al significato dei simboli richiamati nelle tabelle sintetiche seguenti.

### 9.1.3.1 Verifica del giunto "Sez A"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 700x700x20 mm (BxHxs) sia lato sbraccio, sia lato montante. Si utilizzano 20 bulloni M22, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=10$  mm e lunghezza  $L=300$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

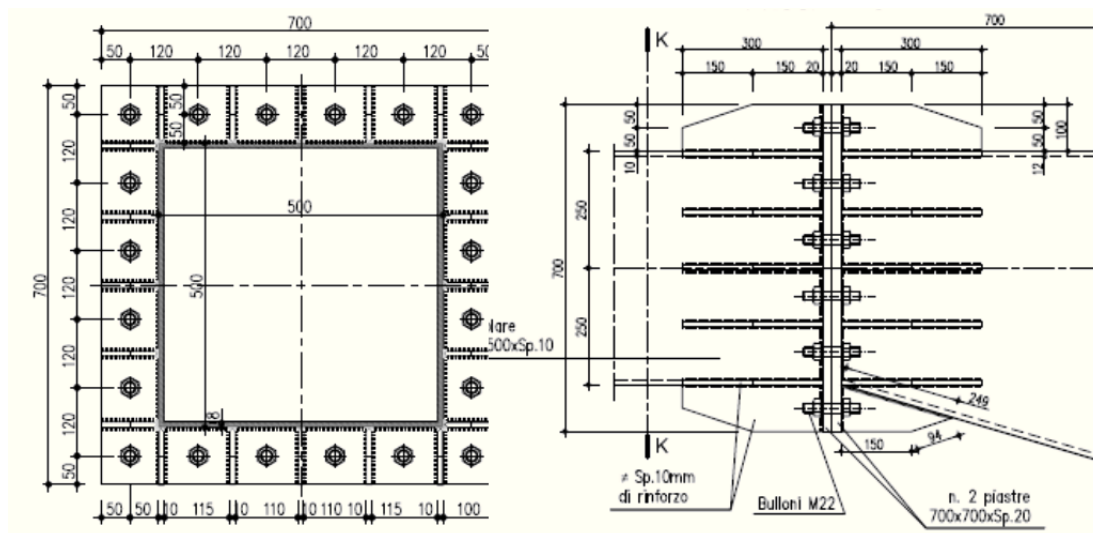


Fig. 48 – Giunto bullonato - Sez A

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo (schema 2) opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

**Verifica Giunzioni bullonate:**

(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

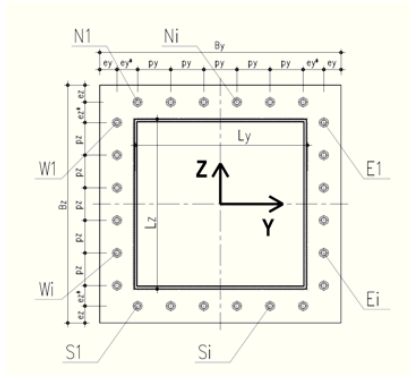
Classe Bulloni	$f_{tb}$	$f_{tk\_ACCIAIO}$	$\gamma_{M2}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	275	1.25

Azioni di verifica agli SLU:

Sez Verifica		Combinazione	Geometria del profilo in acciaio:		
A		1	$L_y$	$L_z$	s
			(m)	(m)	(m)
		Sbraccio1	0.500	0.500	0.010

**EnveSLU-A1 - Sbraccio1**

	Assiale	VY	VZ	VYZ	Torcente	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
(1)	0.00	-55.44	39.24	67.92	-39.93	210.92	-397.46



Geometria del giunto bullonato (piastra):

Numero dei bulloni								
$n_{N=S}$	$n_{E=W}$	$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$			
(-)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )			
6	6	22	380	19.6	303			
$B_y$	$B_z$	$S_{PIASTRA}$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.7	0.7	0.02	0.05	0	0.05	0	0.1200	0.1200

Procedura A) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:  
(ad esempio: piastre di base sostenute da controdata senza contatto col c.a.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.00606	0.000371	0.000371

$N_{MIN}$ (Compres)	$N_{MAX}$ (Traz)
(kN)	(kN)
-149.11	149.11

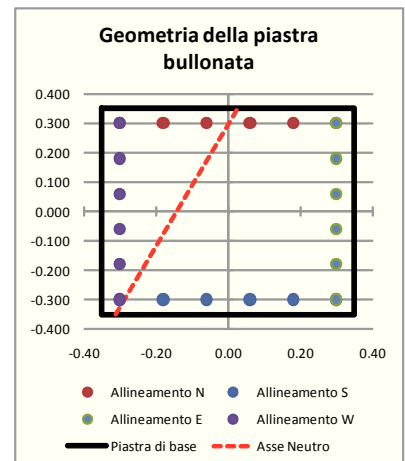
Procedura B) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:  
(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
(-)	(Mpa)	(Mpa)
S	17.00	399

$N_{MAX}$ (Traz)
(kN)
120.90

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{E\_MAX}$
$V_{YI}$	$V_{ZI}$	$V_{YI\_MAX}$	$V_{ZI\_MAX}$	(kN)
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
-2.77	1.96	-4.89	-4.89	10.28



Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
10.28	149.11	-149.11

senza dei bulloni:

008, 4.2.8.1.1)

metria del giunto:

	(mm)
	50
	50
	23
	120
	120
	44

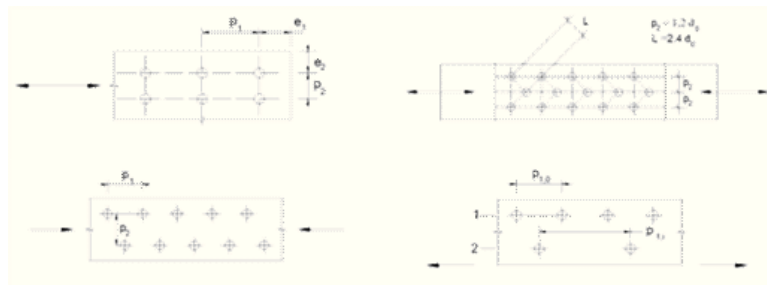


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
0.725	2.5	S

Resistenze elementari:		(kN)
del bullone	$F_{v,Rd}$	116.35
amento	$F_{b,Rd}$	175.36
ne	$F_{t,Rd}$	174.53
inamento	$B_{p,Rd}$	364.93

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	116.35	Verificato
Resistenza a trazione	174.53	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.85	Verificato
Verifica combinata	0.70	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.



Si è inoltre effettuata la verifica del sistema "piastra di ancoraggio e fazzoletti di irrigidimento" soggetti all'azione di trazione esercitata dai tirafondi e di compressione. La modellazione è stata implementata con elementi tipo "shell" a tre o quattro nodi e simula la reale geometria spaziale della giunzione.

La configurazione dei carichi applicati alla piastra di base rappresenta la medesima distribuzione di tensioni ricavata dall'analisi precedente denominata "Schema 2".

La verifica tensionale si è operata confrontando lo stato tensionale tridimensionale puntuale, tratto direttamente quale output dal modello di calcolo ed in termini di tensione alla "Von Mises", con la tensione massima resistente propria del materiale impiegato (EN 1993-1-1; 6.2.1). La verifica risulta soddisfatta se è verificato che:

$$\sigma_{V.M.} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{275}{1.05} = 262 MPa$$

Le tensioni dedotte dalla verifica sezionale (schema 2) e quindi gravanti in termini di carico agente sulla piastra di base sono:

- $\sigma_{TRAZ-MAX} = 399 \text{ MPa}$
- $\sigma_{COMPREX-MAX} = 17 \text{ MPa}$

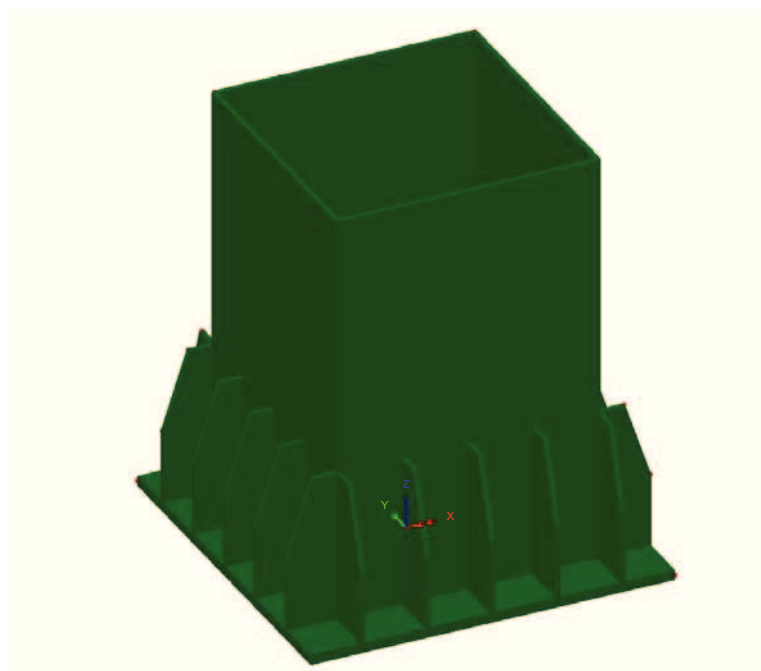


Fig. 49 – Modello tridimensionale del giunto

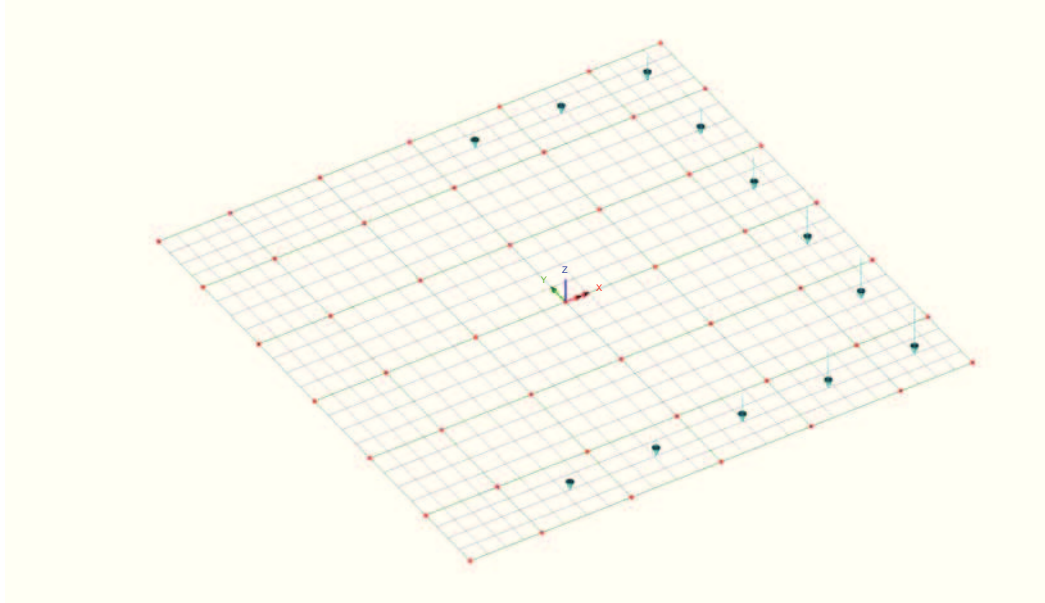


Fig. 50 – Sollecitazioni di trazione dai tiranti

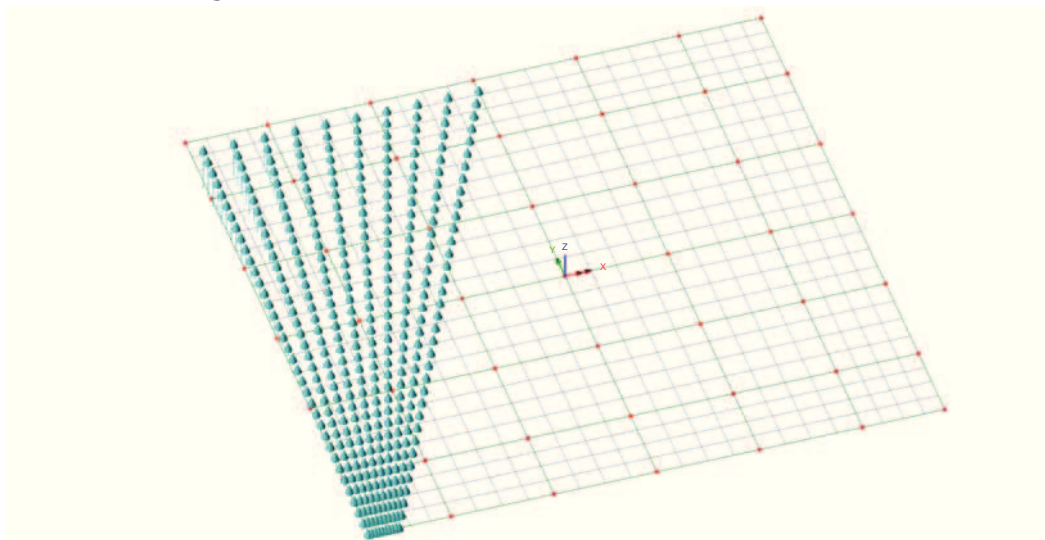


Fig. 51 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

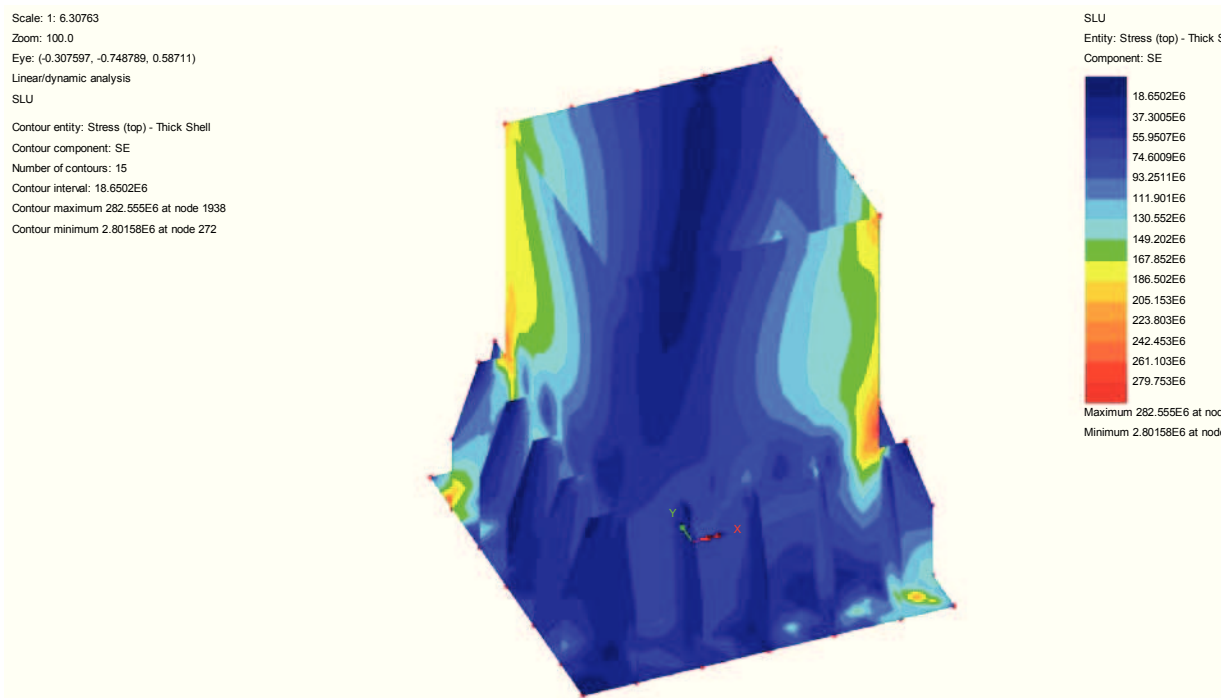
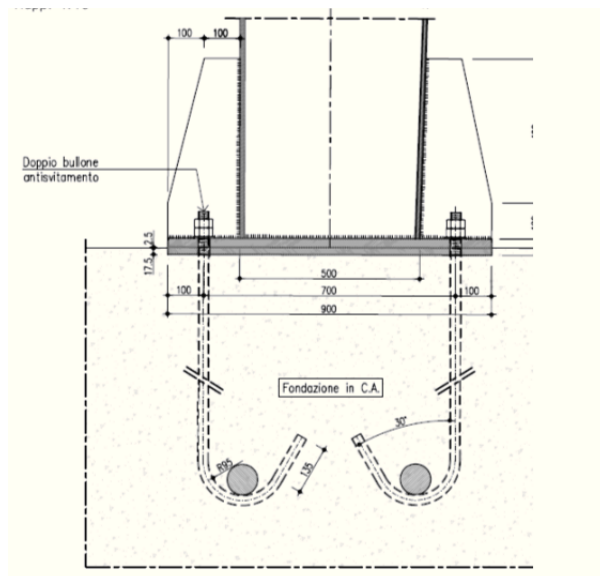


Fig. 52 – Mappatura tensionale

Si evidenzia che, ad esclusione di limitate aree di picco che non hanno interesse ingegneristico, il quadro tensionale risulta verificato.

#### 9.1.3.3 Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base

La connessione di base con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra di dimensioni 1100x900x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 20 tirafondi di classe 8.8 e lunghezza  $L=1.20$  m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=15$  mm e lunghezza  $L=500$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.



Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione sui bulloni e di taglio (Combinazione C1). Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo vede agenti i soli bulloni, sia sollecitati a trazione, sia a compressione. Il secondo opera nell'ipotesi di resistenza a sola trazione dei bulloni e con validità dell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi.

## Combinazione C1:

### Verifica Giunzioni bullonate:

(NTC 2008; 4.2.8 - Giunzioni a taglio; EN 1993-1-8 - 3.6)

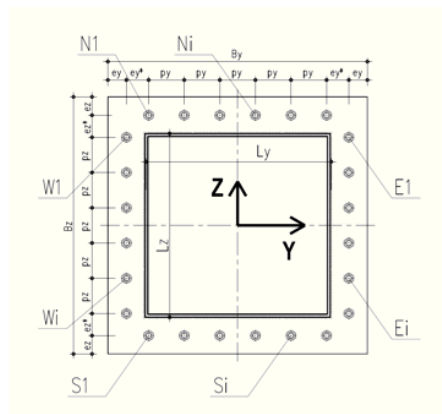
Classe Bulloni	$f_{tb}$	$f_{tk\_ACCIAIO}$	$\gamma_{M2}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
8.8	800	275	1.25

### Azioni di verifica agli SLU:

		Geometria del profilo in acciaio:			
Sez Verifica	Combinazione	$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)	
C	1	BaseMont	0.500	0.700	0.012

### EnveSLU-A1 - BaseMont

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	-41.28	0.00	-70.77	70.77	-456.60	474.33	164.22



### del giunto bullonato (piastra):

#### ero dei bulloni

$n_{E=W}$		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$		
(-)		(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )		
6		27	573	24	459		
$B_z$	$S_{PIASTRA}$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.1	0.025	0.1	0.0875	0.1	0.075	0.1750	0.1500

viata:

### Procedura A) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:

(ad esempio: piastre di base sostenute da controtratto senza contatto col c.a.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$	$N_{MIN}$ (Comprex)	$N_{MAX}$ (Traz)
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(kN)	(kN)
0.00918	0.001105	0.000815	-114.99	110.86

### Procedura B) Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

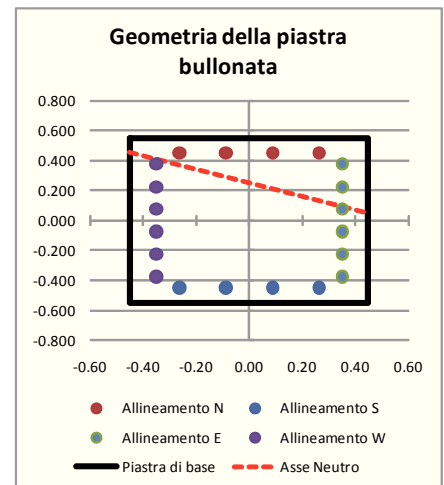
Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$N_{MAX}$ (Traz)
(-)	(Mpa)	(Mpa)	(kN)
S	7.06	177	81.24

Sollecitazioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{I\_MAX}$
$V_{YI}$	$V_{ZI}$	$V_{YI\_MAX}$	$V_{ZI\_MAX}$	(kN)
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
0.00	-3.54	-40.93	-38.20	58.45

### Sollecitazioni di verifica:

Taglio	Trazione	Compressione
$F_{V,Ed}$	$F_{T,Ed}$	$F_{C,Ed}$
(kN)	(kN)	(kN)
58.45	110.86	-114.99

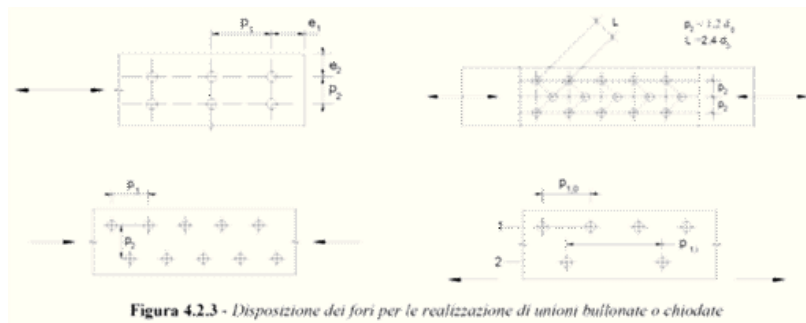


tenza dei bulloni:

008, 4.2.8.1.1)

retria del giunto:

(mm)
100
100
28
150
150
44



$\alpha$	k	Taglio su filettatura
(-)	(-)	(-)
000	2.5	S

Resistenze elementari:	(kN)
Resistenza del bul	$F_{v,Rd}$ 176.26
Resistenza al taglio	$F_{b,Rd}$ 371.25
Resistenza alla trazione	$F_{t,Rd}$ 264.38
Resistenza al distacco	$B_{p,Rd}$ 456.16

	(kN) - c.u.	
Resistenza a taglio	176.26	Verificato
Resistenza a trazione	264.38	Verificato
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.42	Verificato
Verifica combinata	0.63	Verificato

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si è effettuata la verifica tensionale della piastra di base, soggetta all'azione di trazione esercitata dai tirafondi e di compressione piastra-contropiastra (cls). La modellazione è stata implementata con elementi tipo "shell" a tre o quattro nodi e simula la reale geometria spaziale della piastra.

In relazione al quadro tensionale di verifica, non particolarmente gravoso per i fazzoletti di irrigidimento, si è limitata la modellazione alla piastra di base, implementando dei vincoli lineari a terra in corrispondenza alle linee di intersezione piastra-montante e piastra-fazzoletti di irrigidimento. La configurazione dei carichi applicata alla piastra di base rappresenta la medesima distribuzione di tensioni ricavata dall'analisi precedente.

La verifica tensionale si è operata confrontando lo stato tensionale tridimensionale puntuale, tratto direttamente quale output dal modello di calcolo ed in termini di tensione alla "Von Mises", con la tensione massima resistente propria del materiale impiegato (EN 1993-1-1; 6.2.1). La verifica risulta soddisfatta se è verificato che:

$$\sigma_{V.M.} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{275}{1.05} = 262 \text{ MPa}$$

Le tensioni dedotte dalla verifica sezionale (schema 2) e quindi gravanti in termini di carico agente sulla piastra di base sono:

Combinazione 1:

$$\sigma_{TRAZ-MAX} = 177 \text{ MPa}$$

-  $\sigma_{\text{COMPREX-MAX}} = 7.06 \text{ MPa}$

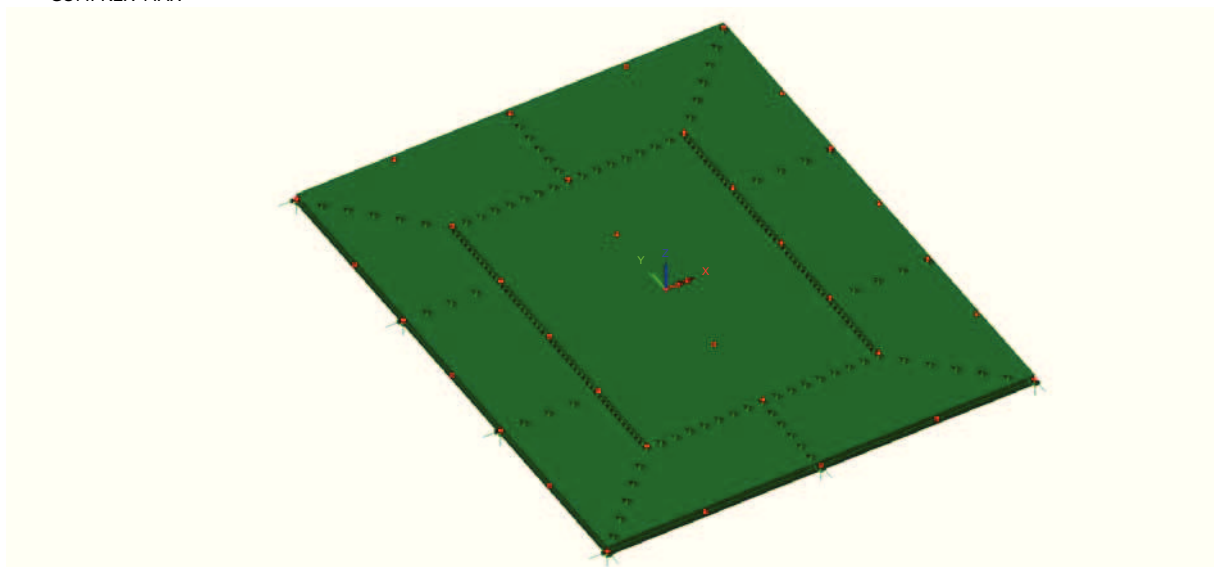


Fig. 54 – Modello tridimensionale della piastra di base

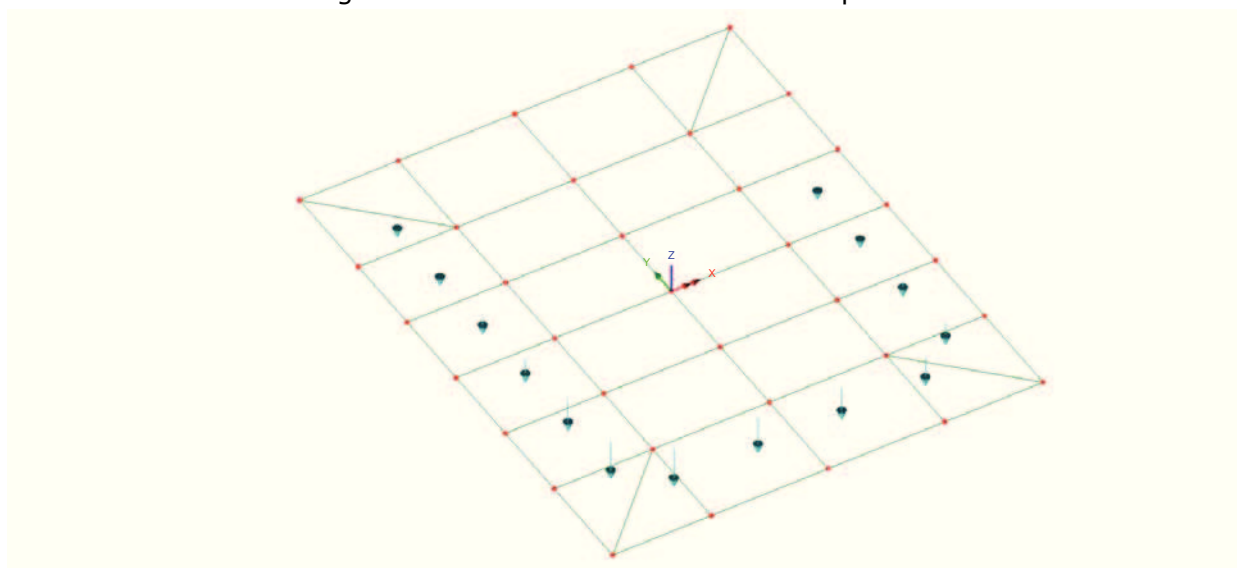


Fig. 55 – Sollecitazioni di trazione dei tiranti (Comb. C1)



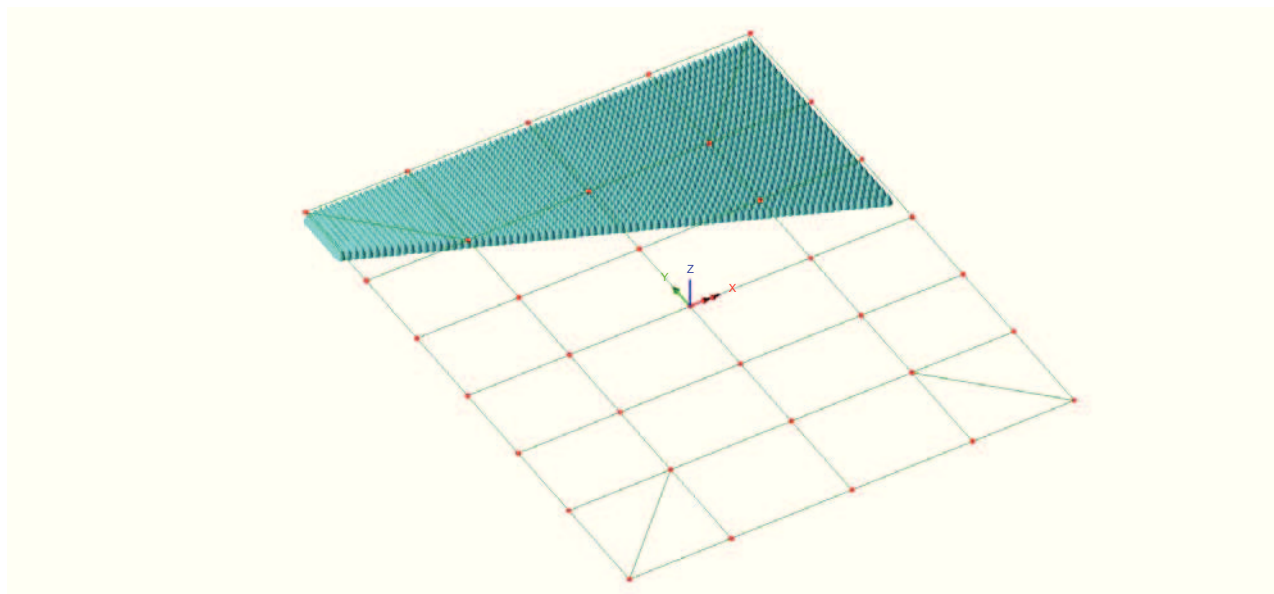


Fig. 56 – Sollecitazioni di compressione

Si ottengono i seguenti risultati:

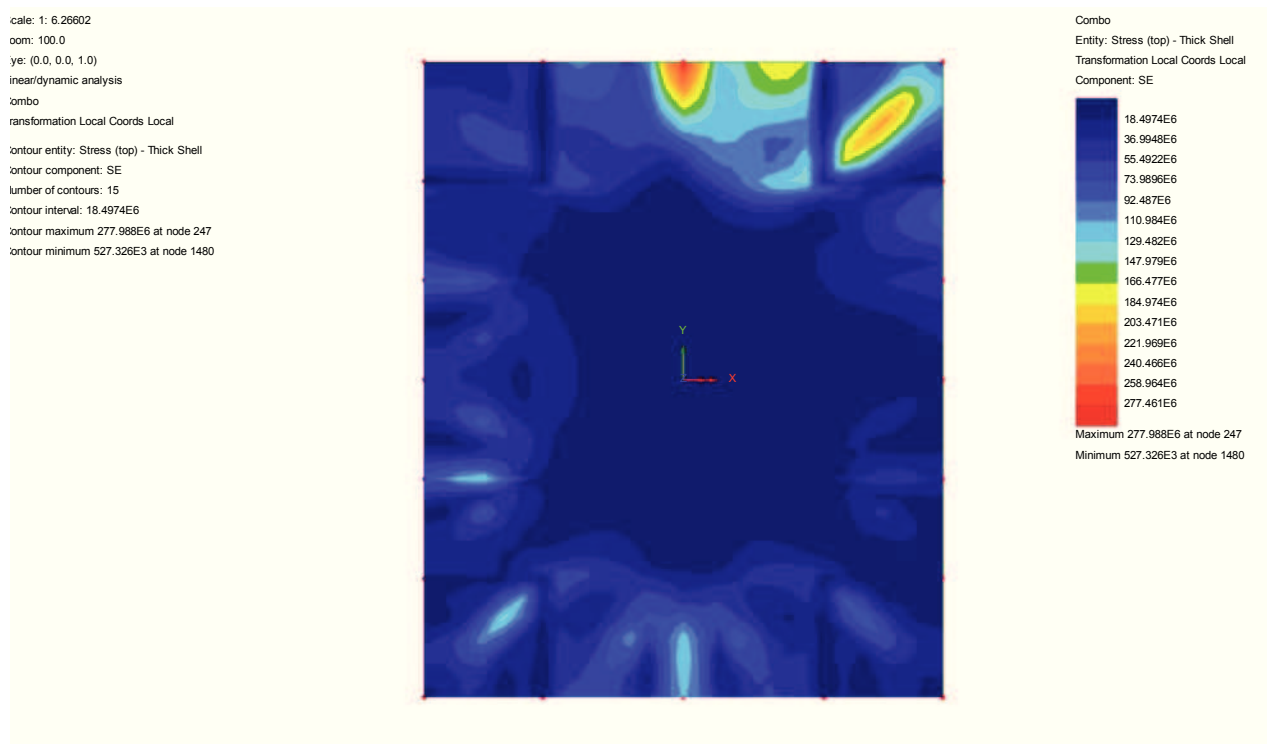


Fig. 57 – Mappatura tensionale

Trascurando picchi localizzati di tensione ingegneristicamente non significativi, si evidenzia che il quadro tensionale risulta verificato.



## 9.2 Ancoraggio alle strutture di fondazione

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza del sistema di ancoraggio del portale in acciaio alle opere di fondazione.

La connessione con la fondazione in c.a. è realizzata tramite un sistema tirafondi-piastra di dimensioni 1100x900x25 mm (BxHxs), posata su contropiastra avente la medesima impronta e spessore  $s=20$ mm. Si utilizzano 20 tirafondi M27 di classe 8.8 e lunghezza  $L=1.20$  m, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

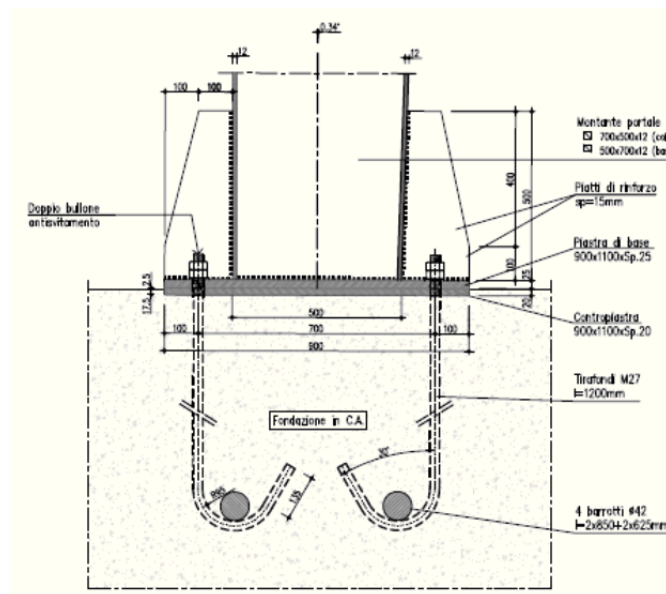
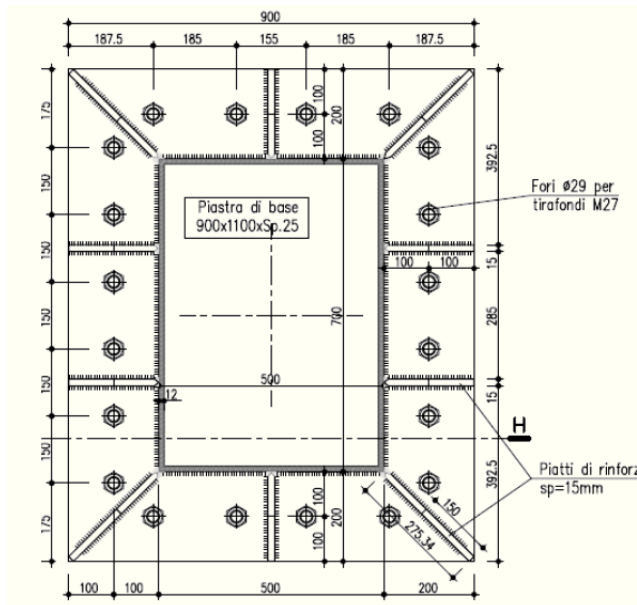


Fig. 58 – Giunto di base - Sez C

Nel seguito si riassumono le verifiche condotte sulla connessione nella combinazione significativa, già richiamata in precedenza (Combinazione C1).

Le analisi hanno interessato i vari meccanismi resistenti del sistema tirafondi-plinto in calcestruzzo, indagando le problematiche e criticità proprie sia della parte strutturale in acciaio, sia della parte in calcestruzzo.

In particolare, con riferimento alle EN 1992-1-1; 8.4, ed alle linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - ETAG n. 001, Allegato C- nelle quali si dettagliano i metodi di progettazione degli ancoranti, si sono condotte le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

Verifiche lato acciaio:

- Verifica della lunghezza minima di ancoraggio della barra nel calcestruzzo
- Verifica per rottura indotta dall'azione di trazione sulla barra del tirafondo
- Verifica per rottura indotta da azioni di taglio, analizzando sia la condizione di puro tranciamento, sia la condizione di rottura per "effetto braccio di leva"
- Verifica di resistenza per azioni combinate assiale-tagliante

Verifiche lato calcestruzzo:

- Verifica di resistenza del calcestruzzo per rottura del cono (Metodo di verifica A)
- Rottura per fessurazione\*
- Rottura del bordo di calcestruzzo per effetto delle forze orizzontali\* (taglio-torsione)

Le verifiche hanno preso in conto la reale geometria del plinto di fondazione e dei tirafondi. In particolare si è operato tenendo in considerazione l'effetto di gruppo generato dalla reciproca vicinanza dei tirafondi.

\* Per brevità ed in virtù del fatto che nelle ordinarie strutture di fondazione vi è presenza di un'orditura di armatura nelle due direzioni ortogonali, si è omessa la verifica di resistenza del calcestruzzo, necessaria per individuare l'eventuale necessità di armatura. Si è direttamente verificato il quantitativo minimo di armatura necessaria per garantire la resistenza richiesta, attribuendo interamente le azioni esterne alle barre di armatura.

Di seguito si riassumono le verifiche condotte.

Si rimanda ai citati testi di riferimento per ulteriori informazioni riguardo le metodologie implementate e il significato della simbologia adottata.

Di seguito la verifica dettagliata per la combinazione significativa:

- Combinazione C1

## Combinazione C1:

### Verifica dei Tirafondi nelle piastre di base acciaio-CLS:

(EN 1992-1-1 - 8.4; ETAG 001; Annex C)

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi (lunghi)

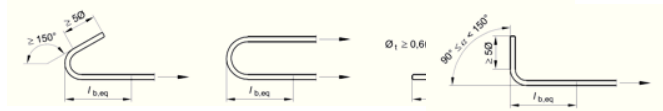
(EN 1992-1-1 - 8.4)

Caratteristiche del CLS:

$f_{ck}$ (MPa)	$\gamma_c$ (-)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctk}$ (MPa)	$f_{ctd}$ (MPa)
28	1.5	2.77	1.94	1.29
$\eta_1$ (-)	$\eta_2$ (-)	$\sigma_{sd}$ (MPa)	$f_{bd}$ (MPa)	$l_{b,reqd}$ (m)
0.7	1	194	2.03	0.643

Lunghezza minima di ancoraggio di progetto (ancoraggio in trazione):

ancoraggio Dirit	$c_d$ (m)	$\alpha_1$ (-)	$l_{bd,eq}$ (m)
N	0.062	1	0.643

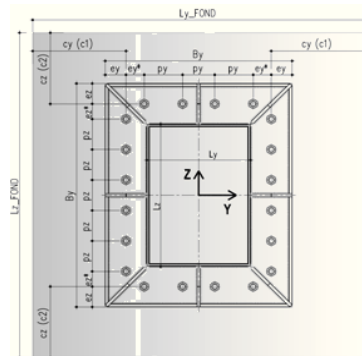


### Verifica a trazione:

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

Geometria della fondazione:

$L_{y,FOND}$ (m)	$L_{z,FOND}$ (m)
1.4	1.6
$c_y (c1)$ (m)	$c_z (c2)$ (m)
0.35	0.35



Caratteristiche materiali tirafondi - fondazione

$f_{ck}$ (MPa)	$R_{ck}$ (MPa)	Tirafondi		Armatura fondazione	
		$f_{tb}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma_s$ (-)
28	34	800	640	450	1.15

Coefficienti di sicurezza adottati

$\gamma_c$ (-)	$\gamma_l$ (-)	$\gamma_{2TRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{2TAGLIO}$ (-)	Calcestruzzo		Acciaio	
				$\gamma_{MCTRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MCTAGLIO}$ (-)	$\gamma_{MSTRAZIONE}$ (-)	$\gamma_{MSTAGLIO}$ (-)
1.5	1.2	1.2	1	2.16	1.8	1.50	1.25

### Rottura dell'acciaio

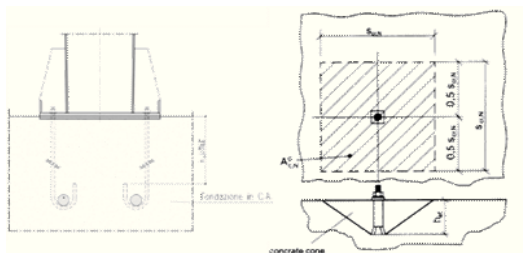
$N_{MAX}$ (Traz)	$N_{Rd,s}$
(kN)	(kN)
81.24	244.80
Verificata	

Resistenza del cono di calcestruzzo

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi$$

$h_{utile}$ (m)	$h_{eff}$ (m)
0.75	0.75

$n_{ANCOR\_TESI}$ (-)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)	$N_{Rk,c}^0$ (kN)
14	859	149



$s_{cr,N}$ (m)	$c_{cr,N}$ (m)	$A_{c,N}^0$ (m <sup>2</sup> )	$A_{c,N}$ (m <sup>2</sup> )
2.25	1.13	0.49	1.93

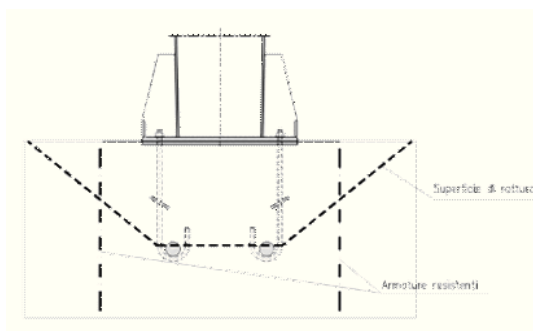
$h'_{eff}$ (m)	$s'_{cr,N}$ (m)	$c'_{cr,N}$ (m)
0.23	0.7	0.35

$\psi_{s,N}$ (-)	$\psi_{re,N}$ (-)	$e_{Ny}$ (m)	$e_{Nz}$ (m)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$\psi_{ec,N}$ (-)	$\psi_{ucr,N}$ (-)
1.00	1.00	0.044	0.135	71.49	0.64	1.00

$N_{Rk,c}$ (kN)	$N_{Rd,c}^h$ (kN)	$N_{Sd}^h$ (kN)	Verifica (-)
2161.89	1000.88	618.76	Verificato

Minima armatura per evitare la rottura del cono:

$A_{S\min}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
-	20	-



Rottura per fessurazione da carico:

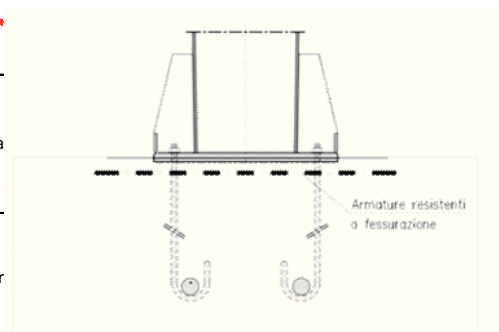
La verifica è soddisfatta se si prevedono ancoranti idonei al calcestruzzo fessurato e:

$N_{Sd}^h$ (kN)	$\Phi_{Sp}$ (-)	$N_{Sd}^h$ (kN)
618.76	0.5	309.38

Minima armatura per evitare la rottura per fessura

$A_{S\min}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )	$n_{MIN\_BARRE}$ (-)
791	20	3

Occorre inoltre mantenere l'ampiezza delle fessur



**Verifica per azioni di taglio:**

(ETAG 001; Annex C - Metodo di progettazione A)

**Rottura dell'acciaio:**

Verifica ancorante senza braccio di leva:

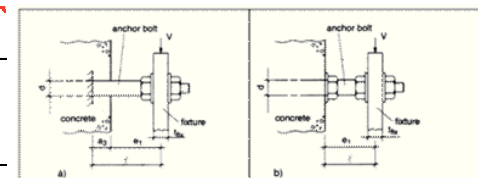
$V_{Rd,s}$ (kN)	
146.88	Verificato

Verifica ancorante con braccio di leva:

Verifica con braccio di leva

Determinazione del braccio di leva:

$e_1$ (m)	$a_3$ (m)	$\alpha$ (-)
0.0125	0	2
$W_{el}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{Rk,s}^0$ (kNm)	$M_{Rk,s}$ (kNm)
1387	1.33	0.89



$V_{Rd,s}$ (kN)	
114	Verificato

**Rottura del bordo di calcestruzzo:**

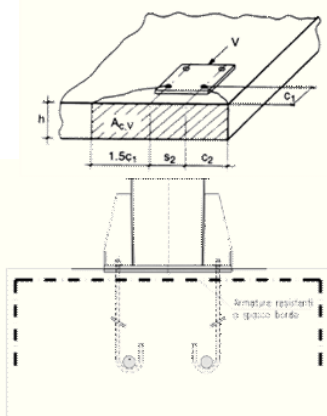
- Verifica omessa nel caso di distanza minima dal bordo della fondazione  $c \geq 10 h_{eff}$

Risultante delle azioni di spacco agenti sul bordo in CLS:

$V_{sd,Y}^B$ (kN)	$V_{sd,Z}^B$ (kN)
343.78	376.35

Minima armatura per evitare la rottura per spacco del bordo:

$A_{S_{MIN,Y}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{S_{MIN,Z}}$ (mm <sup>2</sup> )	$\Phi_s$ (mm <sup>2</sup> )
1146	1254	20
$n_{MIN\_BARRE\_Y}$ (-)	$n_{MIN\_BARRE\_Z}$ (-)	
4	4	



**Rottura a taglio del calcestruzzo:**

- Verifica omessa nel caso di presenza di armatura che racc

**Verifica per azioni combinate (Effettuata solo lato acciaio)**

$\alpha$ (-)	$N_{sd}/N_{Rd}$ (-)	$V_{sd}/V_{Rd}$ (-)
1.5	0.33	0.51

Ver. Combinata (-)	
0.56	Verificato

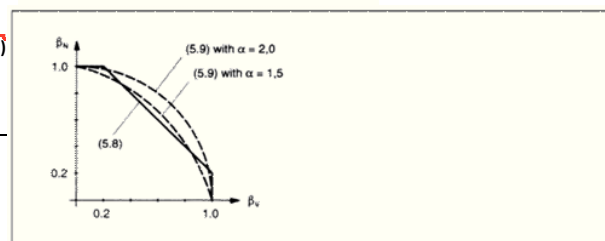


Figure 5.10 Interaction diagram for combined tension and shear loads

In general, Equations (5.8a) to (5.8c) yield conservative results. More accurate results are obtained by Equation (5.9)

$$(\beta_N)^2 + (\beta_V)^2 \leq 1 \quad (5.9)$$

with:

$\beta_N, \beta_V$  see Equations (5.8)  
 $\alpha = 2.0$  if  $N_{sd}$  and  $V_{sd}$  are governed by steel failure  
 $\alpha = 1.5$  for all other failure modes

Nelle verifiche per azioni combinate si è utilizzato ad esponente, in via cautelativa, un valore di  $\alpha=1.50$ , pur procedendo alla verifica delle barre di armatura.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Le armature sopra determinate, necessarie per garantire una sufficiente resistenza sotto l'azione delle sollecitazioni esterne, si disporranno in termini di staffe perimetrali nelle due direzioni ortogonali e spilli.

## 9.3 Verifiche per azioni cicliche - Fatica

### 9.3.1 Generalità

Per le strutture in progetto, di geometria snella e realizzate per composizione di lamiere tramite saldature e giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili, costituite dalla pressione del vento agente sui cartelloni e sul portale, oltre alle sovrappressioni indotte dal transito veicolare, si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In estrema sintesi, le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo del danneggiamento cumulativo (EN 1993-1-9; Annesso A). A partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$$\Delta\sigma_i = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

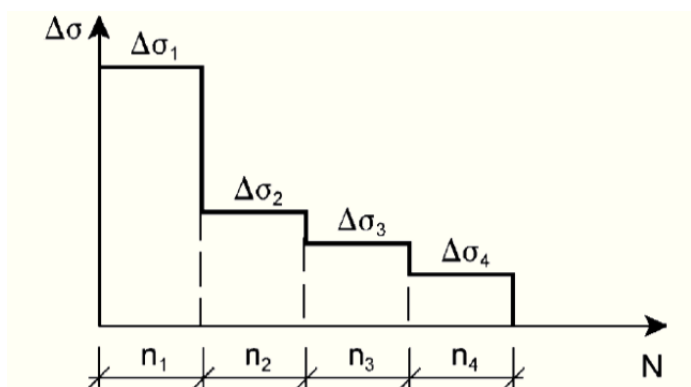


Fig. 59 – Spettro di variazione delle tensioni

entro dell'intervallo di variazione delle tensioni

Attraverso l'ausilio delle curve S-N di Wohler, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.

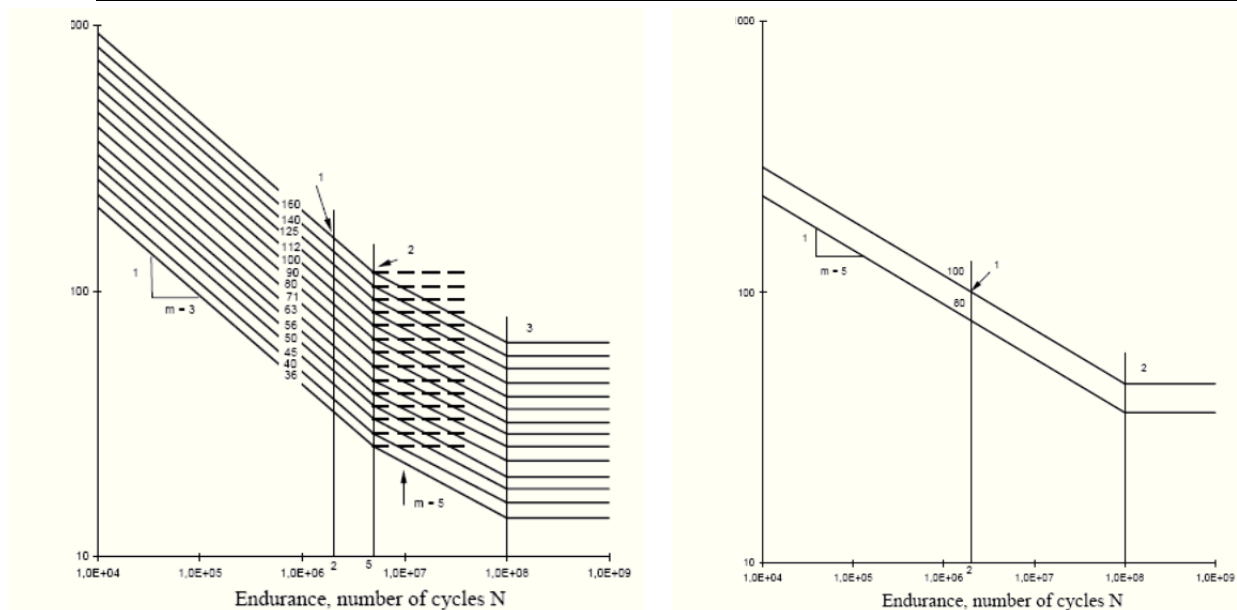


Fig. 60 – Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

Nell'immagine seguente si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

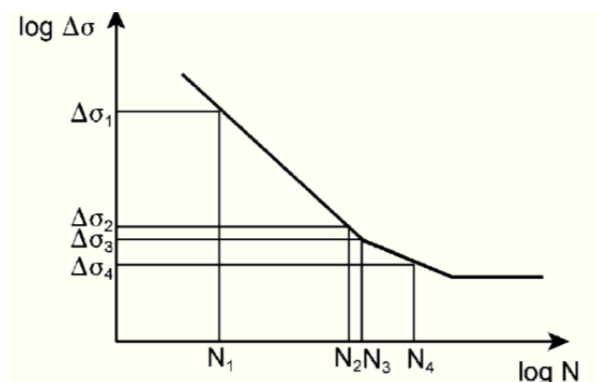


Fig. 61 – Determinazione del numero di cicli a rottura per  $\Delta\sigma$  assegnato

La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(Formula di Palmgren-Miner)

In ottemperanza a quanto previsto in normativa e nel N.A.D., e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad \text{alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15 \quad \text{bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio}$$

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

$$\sum \frac{n_i \times \gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(Verifica del danno cumulato)

La procedura sopra descritta è stata implementata in aderenza a quanto dettagliato nei seguenti testi di riferimento:

- Azioni cicliche indotte dal vento Bibliografia [XII]
- Azioni cicliche indotte dal transito di veicoli alti Bibliografia [X]

#### 9.3.1.1 Azioni da fatica del vento

Si osserva che le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

In virtù di quanto sopra è possibile evincere, dall'annesso B dell'EN 1991-1-4 (B.3), le informazioni necessarie riguardo al numero di volte in cui il valore  $\Delta S$  di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un periodo di 50 anni.

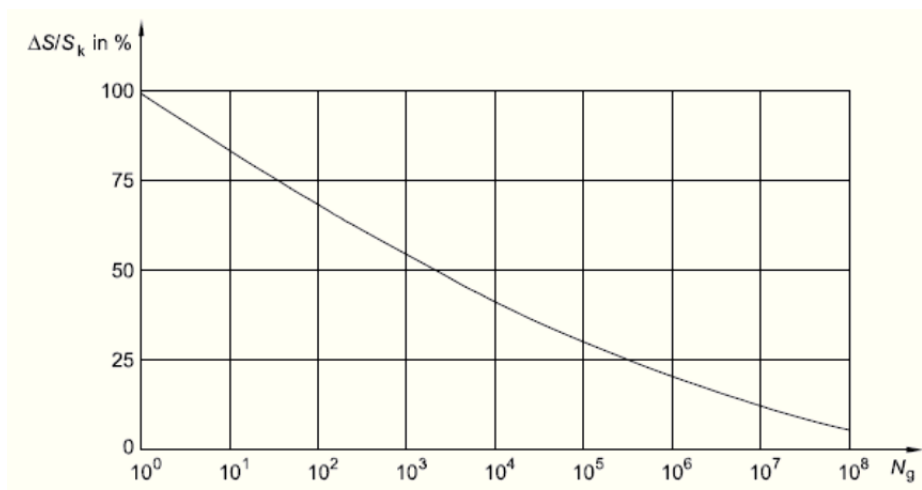


Fig. 62 – Numero di cicli di carico da raffica per per un effetto  $\Delta S/S_k$

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 142 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante.



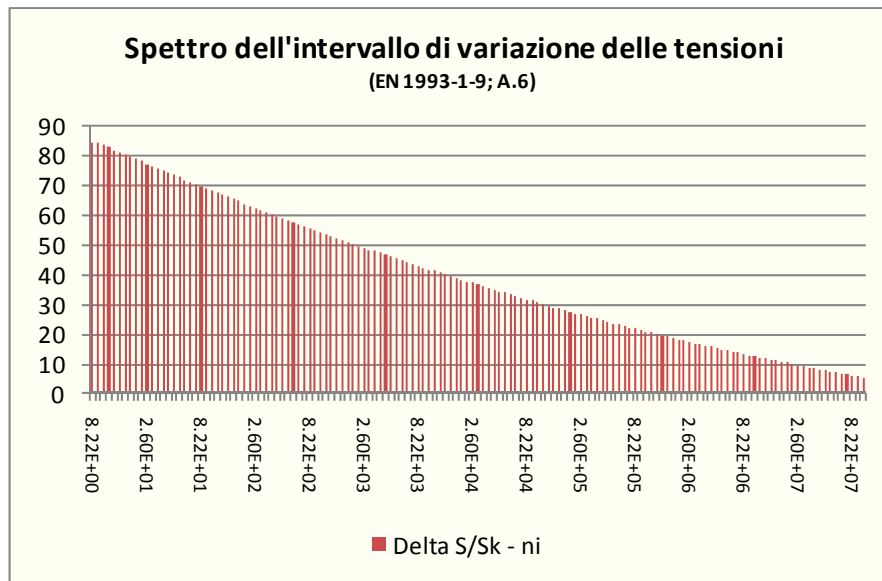


Fig. 63 – Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto  $\Delta S/S_k$

### 9.3.1.2 Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting

L'implementazione della procedura utilizzata per la determinazione degli effetti della fatica, indotta dal transito di veicoli alti, è stata sviluppata in aderenza a quanto dettagliato nelle norme britanniche - Bibliografia [X].

La sovrappressione considerata, agente sul portale, ha il medesimo valore già discusso nei paragrafi precedenti relativamente agli effetti del buffeting.

Il numero di cicli di carico associati a tali sovrappressioni, strettamente connesso al volume di traffico medio dei veicoli transitanti al di sotto della struttura, è calcolabile attraverso la seguente formula proposta in normativa:

$$n_i = 1.6 \times 10^7 \times L \times F_i$$

Dove:

- $n_i$                       numero di cicli per ogni corsia
- $L = 50$  anni              vita di progetto della struttura
- $F_i$                       Fattore di allocazione di corsia (vedi tabella nei paragrafi precedenti)

La formula assume l'ipotesi implicita che il transito medio giornaliero, su ciascuna carreggiata, sia di 7000 veicoli alti. Tale valore è in linea con i dati di traffico forniti dal gestore della rete autostradale. Se il volume reale atteso risultasse minore, sarebbe possibile variare proporzionalmente il numero di cicli per corsia.

### **9.3.1 Verifica a fatica delle sezioni saldate a piena penetrazione**

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting, campionata in corrispondenza ai quattro vertici della sezione in oggetto. A partire da tale valore caratteristico, sia in termini di tensione normale, sia in termini di tensione tangenziale, attraverso l'applicazione della procedura sopra descritta, si calcolano gli intervalli di variazione delle tensioni ad ampiezza costante ed il conseguente danno.

Le sezioni investigate sono quelle in corrispondenza alle: Sez A e Sez C.

Medesima procedura si è implementata per la verifica degli effetti indotti dalle azioni cicliche sui bulloni.

I valori della variazione di tensione a rottura per fatica, corrispondenti a  $2 \times 10^6$  cicli, sono determinati in ottemperanza a quanto disposto in EN 1993-1-9; prospetti 8.1-8.10.

#### 9.3.1.1 Azioni indotte dai carichi di fatica

Di seguito si riassumono le sollecitazioni indotte dall'azione dei carichi di fatica sulle sezioni in analisi.

La numerazione delle combinazioni esplicitate ha il seguente significato:

- Combinazione (1)                      Fatica indotta dal vento
- Combinazione (2)                      Fatica indotta dal buffeting - Corsia 1
- Combinazione (3)                      Fatica indotta dal buffeting - Corsia 2

- Combinazione (4)

Fatica indotta dal buffeting - Corsia 3

**Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1**

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	-37	0	-27	0	-265
(2)	0	-1	0	0	1	-4
(3)	0	0	0	0	0	0
(4)	0	0	0	0	0	0

**Sollecitazioni Fatica - BaseMont**

	Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
(1)	0	0	47	304	-316	0
(2)	0	0	1	4	-4	1
(3)	0	0	0	0	0	0
(4)	0	0	0	0	0	0

Le sollecitazioni da fatica sono risultate non dimensionanti per la struttura e tutte le sezioni sono verificate con ampi margini. Si riassume nel seguito la procedura di dettaglio per la sezione "Sez B" e il vertice (Pi) n. 2, che è risultato il più sollecitato.

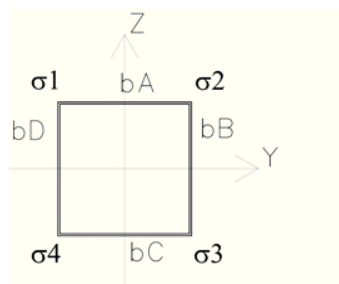
**a Tensionale (Sezione Lorda - valida per sez. di classe 4 con  $\rho \geq 0.50$ )**

13-1-1; EN 1993-1-9)

di verifica agli SLE:

Geometria del profilo in acciaio:							
	$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)				
<b>Sbraccio1</b>	<b>0.50</b>	<b>0.50</b>	<b>0.010</b>				
	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	$W_z$ (m <sup>3</sup> )	$S^*_{vy}$ (m <sup>2</sup> )	$S^*_{vz}$ (m <sup>2</sup> )	$2^*\Omega^*t$ (m <sup>3</sup> )
96	0.0008	0.0008	0.0031	0.0031	0.0006	0.0006	0.0048

delle tensioni sulla sezione lorda (Sezione a spigoli vivi):



Variazione dei  $\Delta\sigma$  negli spigoli della sezione:

Variazione di tensione nei vertici della sezione rettangolare

Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1						Azioni taglianti e torcenti				Tensioni risultanti:			
ale	VY	VZ	Torcente	MY	MZ	$\Delta\tau_1$	$\Delta\tau_2$	$\Delta\tau_3$	$\Delta\tau_4$	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$
l)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
	-37	0	-27	0	-265	2599	-2599	-8487	8487	84424	-84424	-84424	84424
	-1	0	0	1	-4	-8	55	-47	94	765	-1482	-765	1482
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4	-4	4	4
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4	-4	4	4

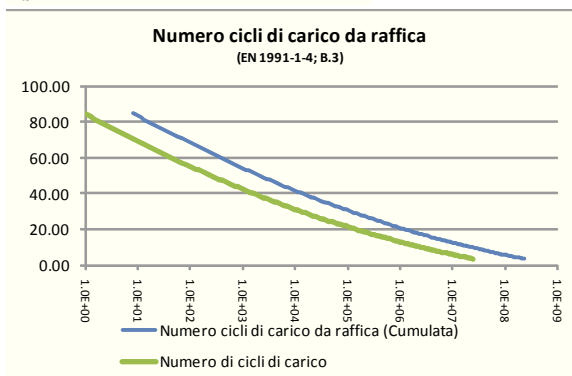
**Verifiche a fatica delle sezioni dello scatolare metallico:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)

(EN 1991-1-4; B3)

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0,7 \times (\log(N_g))^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100$$



Sez. Verifica:	Pi
(-)	(-)
A	1

**Cicli di carico per Buffeting:**

(British Standards; Part 1 BD 94/07, B.12)

n. veicoli/gg	L	Lane allocation factors, Fi			
		F1	F2	F3	F4
(-)	(anni)	(-)	(-)	(-)	(-)
7000	50	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni cicliche:	n. di cicli	$\Delta\sigma_k$	$\Delta\tau_k$
(-)	(-)	(MPa)	(MPa)
Fatica_Vento	-	84.42	2.60
Fatica_BuffetingL1	8.00E+08	0.77	0.01
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$	$N(\Delta\sigma_c)$	$\Delta\sigma_D$	$N(\Delta\sigma_D)$	$\Delta\tau_c$	$N(\Delta\tau_c)$
(MPa)	(-)	(MPa)	(-)	(MPa)	(-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	80	2.00E+06
$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$				
(-)	(-)				
1.35	1.00				

**Sommatoria di Miner:**

	Tensioni normali			Tensioni tangenziali	
	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$
	(-)	(-)		(-)	(-)
Fatica_Vento	0.01	0.02		0.00	0.00
Fatica_BuffetingL1	0.00	0.00		0.00	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00		0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00		0.00	0.00
$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		0.019			

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Nelle verifiche precedenti, in mancanza di dati specifici per le saldature a piena penetrazione, si è cautelativamente assunta la categoria di particolare "80" per le sollecitazioni taglienti, propria delle saldature a cordone d'angolo. Si evidenzia che, comunque, non si ha effetto rilevante indotto dalla fatica su tali tensioni.

---

### 9.3.2 Verifica a fatica delle giunzioni bullonate

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica, indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting, sul bullone più sollecitato. A partire da tale valore caratteristico, sia in termini di tensione normale, sia in termini di tensione tangenziale, attraverso l'applicazione della procedura già descritta, si calcolano gli intervalli di variazione delle tensioni ad ampiezza costante ed il conseguente danno.

Le sezioni investigate sono quelle in corrispondenza alle: Sez A, Sez C.

I valori della variazione di tensione a rottura per fatica, corrispondenti a  $2 \times 10^6$  cicli, sono determinati in ottemperanza a quanto disposto in EN 1993-1-9; prospetti 8.1-8.10.

Si evidenzia che, in virtù della presenza del pretiro agente sui bulloni della "Sez A", la variazione di tensione reale agente sui bulloni, ed avente effetto in termini di fatica, risulta essere solo una frazione della tensione calcolabile assumendo per intero la variazione di azione assiale sul bullone.

Quanto sopra risulta valido per azioni assiali di trazione al più pari all'azione di pretiro.

## Verifica a fatica bullonatura Sez B:

### Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

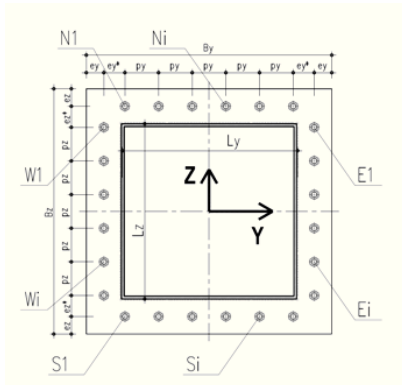
(EN 1993-1-9; 7.1)

#### Azioni di verifica agli SLE:

Sez Verifica	Sbraccio1	Geometria del profilo in acciaio:		
		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
A	Sbraccio1	0.50	0.50	0.010

#### Sollecitazioni Fatica - Sbraccio1

		Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	VYZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
vento	(1)	0	-37	0	37	-27	0	-265
buffetingL1	(2)	0	-1	0	1	0	1	-4
buffetingL2	(3)	0	0	0	0	0	0	0
buffetingL3	(4)	0	0	0	0	0	0	0



#### del giunto bullonato (piastra):

##### ro dei bulloni

$n_{E-W}$		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$		
(-)		(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )		
6		22	380	19.6	303		
$B_z$	$S_{PIASTRA}$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.7	0.02	0.05	0	0.05	0	0.1200	0.1200

#### ne deviata:

ra A)

#### Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:

(ad esempio: piastre di base sostenute da controalzo senza contatto col c.a.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.00606	0.000371	0.000371

	$N_{MIN}$ (Compres)	$N_{MAX}$ (Traz)
	(kN)	(kN)
Fatica_Vento	-64.94	64.94
Fatica_BuffetingL1	-1.14	1.14
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00

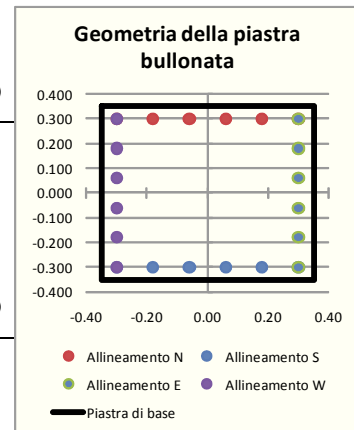
ra B)

#### Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
(-)	(Mpa)	(Mpa)
s	6.57	198
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	$N_{MAX}$ (Traz)
	(kN)
Fatica_Vento	59.99
Fatica_BuffetingL1	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00



#### Azioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione		$V_{I\_MAX}$ (kN)
$V_{YI}$	$V_{ZI}$	$V_{YI\_MAX}$	$V_{ZI\_MAX}$	
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
-1.85	0.00	-3.26	-3.26	Fatica_Vento 6.06
-0.03	0.01	-0.01	-0.01	Fatica_BuffetingL1 0.05
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL2 0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL3 0.00

zione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

rico agente sul bullone:

993-1-8; 3.9.1)

Classe Bulloni	$f_{tb}$	$E_s$	$F_{p,c}$
(-)	(MPa)	(MPa)	(kN)
8.8	800	210000	170

rezza assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$		
(kN/m)	(kN/m)	(-)		
1414000	11312000	8		
	$\Delta N_{MAX}$	$\Delta N_{MAX-BULLONE}$	$\Delta \sigma_{TRAZ-RIDOTTA}^*$	$\Delta \tau$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
i_Vento	65	7	24	20
i_BuffetingL1	1	0	0	0
i_BuffetingL2	0	0	0	0
i_BuffetingL3	0	0	0	0

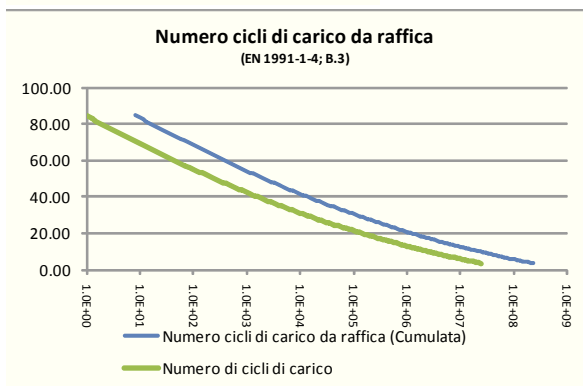
\: trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precaric

**Verifiche a fatica delle giunzioni bullonate:**

**Azione di fatica del vento:**

Numero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)  
(EN 1991-1-4; B3)

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0,7 \times (\log(N_g))^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100$$



Sez. Verifica:

(-)

A

**Cicli di carico per Buffeting:**

(British Standards; Part 1 BD 94/07, B.12)

		Lane allocation factors, $F_i$			
n. veicoli/gg	L	F1	F2	F3	F4
(-)	(anni)	(-)	(-)	(-)	(-)
7000	50	1.00	0.00	0.00	0.00
Azioni cicliche:	n. di cicli	$\Delta\sigma_k$	$\Delta\tau_k$		
(-)	(-)	(MPa)	(MPa)		
Fatica_Vento	-	23.82	20.01		
Fatica_BuffetingL1	8.00E+08	0.42	0.17		
Fatica_BuffetingL2	0.00E+00	0.00	0.00		
Fatica_BuffetingL3	0.00E+00	0.00	0.00		

**Tensioni di rottura per fatica:**

(EN 1993-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$	$N(\Delta\sigma_c)$	$\Delta\sigma_D$	$N(\Delta\sigma_D)$	$\Delta\tau_c$	$N(\Delta\tau_c)$
(MPa)	(-)	(MPa)	(-)	(MPa)	(-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06
$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$				
(-)	(-)				
1.15	1.00				

**Sommatoria di Miner:**

	Tensioni normali			Tensioni tangenziali	
	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$
	(-)	(-)		(-)	(-)
Fatica_Vento	0.00	0.00		0.00	0.00
Fatica_BuffetingL1	0.00	0.00		0.00	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00		0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00		0.00	0.00
$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$				0.00	



$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$
(-)	(-)
1.15	1.00

Sommatoria di Miner:

	Tensioni normali			Tensioni tangenziali	
	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$
	(-)	(-)		(-)	(-)
Fatica_Vento	0.00	<b>0.00</b>		0.00	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL1	0.00	<b>0.00</b>		0.00	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL2	0.00	<b>0.00</b>		0.00	<b>0.00</b>
Fatica_BuffetingL3	0.00	<b>0.00</b>		0.00	<b>0.00</b>
<b><math>\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}</math></b>		<b>0.000</b>			

La verifica è ampiamente soddisfatta.

## Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base:

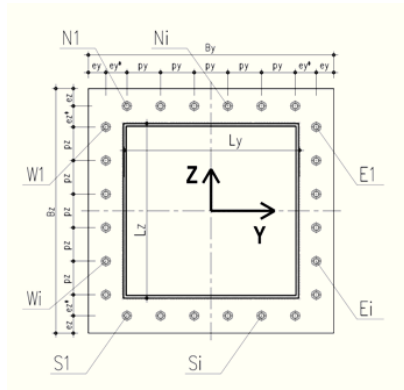
### Verifica a fatica delle Giunzioni bullonate:

(EN 1993-1-9; 7.1)

#### Azioni di verifica agli SLE:

		Geometria del profilo in acciaio:		
Sez Verifica		$L_y$ (m)	$L_z$ (m)	$s$ (m)
<b>C</b>	<b>BaseMont</b>	<b>0.50</b>	<b>0.70</b>	<b>0.012</b>

Solicitazioni Fatica - BaseMont							
		Assiale (kN)	VY (kN)	VZ (kN)	Torcente (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
vento	(1)	0	0	47	47	304	-316
buffetingL1	(2)	0	0	1	1	4	-4
buffetingL2	(3)	0	0	0	0	0	0
buffetingL3	(4)	0	0	0	0	0	0



#### del giunto bullonato (piastra):

ro dei bulloni							
$n_{E-W}$		$\Phi_{BULLONE}$	$A_{NOM\_BULLONE}$	$\Phi_{BULL-FILETTO}$	$A_{RES\_BULLONE}$		
(-)		(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )		
6		27	573	24.2	459		
$B_z$	$S_{PIASTRA}$	$e_y$	$e_y^*$	$e_z$	$e_z^*$	$p_y$	$p_z$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.1	0.025	0.1	0.0875	0.1	0.075	0.1750	0.1500

ne deviata:

ra A)

#### Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati in compressione e trazione:

(ad esempio: piastre di base sostenute da controalzo senza contatto col c.a.)

$A_{RES\_BULLONATURA}$	$I_{Y-G\_TOTALE}$	$I_{Z-G\_TOTALE}$
(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>4</sup> )
0.00918	0.001105	0.000815

	$N_{MIN}$ (Compres)	$N_{MAX}$ (Traz)
	(kN)	(kN)
Fatica_Vento	-59.11	59.11
Fatica_BuffetingL1	-1.06	1.03
Fatica_BuffetingL2	0.00	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00	0.00

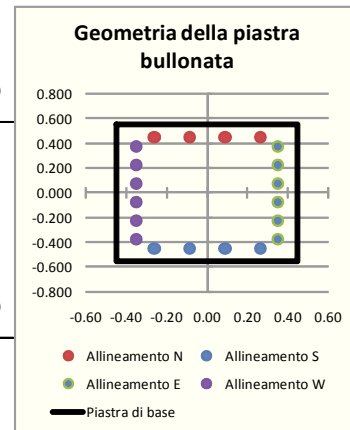
ra B)

#### Azioni sui bulloni - Bulloni sollecitati solo a trazione:

(Sollecitazione determinata in presso-flessione deviata)

Analisi B) significativa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
(-)	(Mpa)	(Mpa)
<b>s</b>	<b>3.00</b>	<b>104</b>
	0.00	0
	0.00	0
	0.00	0

	$N_{MAX}$ (Traz)
	(kN)
Fatica_Vento	47.74
Fatica_BuffetingL1	0.00
Fatica_BuffetingL2	0.00
Fatica_BuffetingL3	0.00



azioni indotte dal taglio e dalla torsione sul singolo bullone:

Taglio		Torsione			$V_{I\_MAX}$
$V_{YI}$	$V_{ZI}$	$V_{YI\_MAX}$	$V_{ZI\_MAX}$		(kN)
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		
0.00	2.36	32.74	19.10	Fatica_Vento	39.15
0.00	0.03	0.45	0.26	Fatica_BuffetingL1	0.54
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL2	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	Fatica_BuffetingL3	0.00

azione tensionale per effetto dei singoli carichi ciclici:

carico agente sul bullone:

93-1-8; 3.9.1)

Classe Bulloni	$f_{tb}$	$E_s$
(-)	(MPa)	(MPa)
8.8	800	210000

Pretensione	$F_{p,c}$
(-)	(kN)
N	257

Stiffness assiale del bullone e della lamiera:

$K_{BULL}$	$K_{LAM}$	$r=K_{LAM}/K_{BULL}$
(kN/m)	(kN/m)	(-)
1713600	13708800	8

	$\Delta N_{MAX}$	$\Delta N_{MAX-BULLONE}$	$\Delta \sigma_{TRAZ-RIDOTTA}^*$	$\Delta \tau$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(MPa)
_Vento	59	59	129	85
_BuffetingL1	1	1	2	1
_BuffetingL2	0	0	0	0
_BuffetingL3	0	0	0	0

La trattazione valida se l'azione di trazione sul bullone (SLE Rara) è inferiore al precarico  $F_{p,c}$

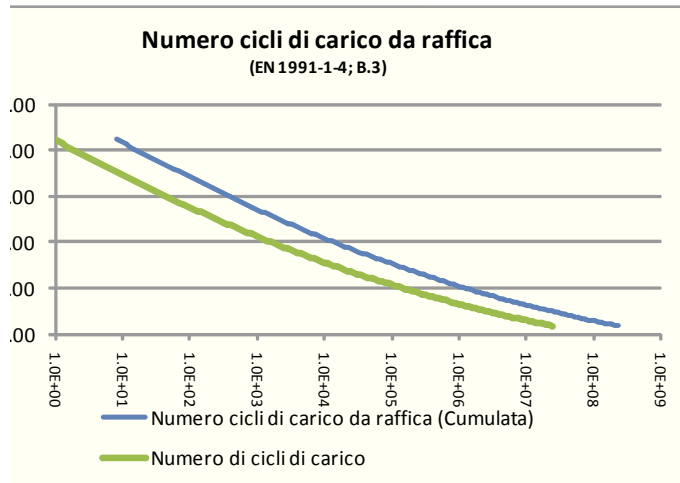
**iche a fatica delle giunzioni bullonate:**

**re di fatica del vento:**

ero di cicli di carico da raffica ( $N_g$ ) per effetto  $\Delta S/S_k$  (Cumulata -  $V_N=50$  anni)

991-1-4; B3)

$$0,7 \times (\log(N_g))^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100$$



ez. Verifica:

(-)  
C

di carico per Buffeting:

h Standards; Part 1 BD 94/07, B.12)

i. veicoli/gg	L (anni)	Lane allocation factors, $F_i$			
		F1 (-)	F2 (-)	F3 (-)	F4 (-)
7000	50	1.00	0.00	0.00	0.00

zioni cicliche:	n. di cicli	$\Delta\sigma_k$	$\Delta\tau_k$
(-)	(-)	(MPa)	(MPa)
atica_Vento	-	128.77	85.28
ca_BuffetingL1	8.00E+08	2.24	1.18
ca_BuffetingL2	0.00E+00	0.01	0.00
ca_BuffetingL3	0.00E+00	0.01	0.00

ioni di rottura per fatica:

93-1-9; 7.1)

Azioni normali:				Azioni tangenziali:	
$\Delta\sigma_c$	$N(\Delta\sigma_c)$	$\Delta\sigma_D$	$N(\Delta\sigma_D)$	$\Delta\tau_c$	$N(\Delta\tau_c)$
(MPa)	(-)	(MPa)	(-)	(MPa)	(-)
50	2.00E+06	36.8	5.00E+06	100	2.00E+06

$\gamma_{Mf}$	$\gamma_{Ff}$
(-)	(-)
1.15	1.00

matoria di Miner:

	Tensioni normali			Tensioni tangenziali	
	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$
	(-)	(-)		(-)	(-)
a_Vento	0.18	<b>0.20</b>	✓	0.00	<b>0.00</b>
a_BuffetingL1	0.00	<b>0.00</b>	✓	0.00	<b>0.00</b>
a_BuffetingL2	0.00	<b>0.00</b>	✓	0.00	<b>0.00</b>
a_BuffetingL3	0.00	<b>0.00</b>	✓	0.00	<b>0.00</b>
$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	<b>0.204</b>				

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Si evidenzia che, cautelativamente, non si è considerato l'effetto di riduzione delle tensioni per effetto del pretiro sui tirafondi.

## **10. CRITERI GENERALI DELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI**

L'analisi e la verifica delle fondazioni 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.

### **10.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

Secondo il D.M. 14/01/2008, per ogni Stato Limite Ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Sia il valore di progetto dell'azione sia il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico dipendono, tra l'altro, dai valori caratteristici delle azioni  $E_k$  e delle resistenze  $R_k$ , fattorizzati con opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ .

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

#### **10.1.1 Azioni**

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella seguente tabella ripresa dalla Tabella 2.6.I del D.M. 2008.

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>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.

### 10.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ciascun tipo di opera.

I coefficienti per le resistenze  $\gamma_R$  (R1, R2 e R3) sono riportati nei paragrafi di verifica.

I coefficienti parziali di sicurezza per i materiali  $\gamma_M$  (M1 e M2) sono specificati nella successiva tabella, ripresa dalla Tabella 6.2.II del D.M. 2008.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale  $q_u$  deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu} = 1.60$ .

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tenere conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

## **10.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)**

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.



## 11. METODI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Le verifiche delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, come indicato nelle Nuove Norme Tecniche 2008 (par. 6.4.3.1):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - Collasso per carico limite del palo nei riguardi dei carichi assiali;
  - Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - Collasso per carico limite del palo nei riguardi dei carichi trasversali;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - Raggiungimento della resistenza nei pali;
- SLE (combinazione rara)
  - Raggiungimento deformabilità massima complesso fondazione-elevazione.

Le verifiche SLU-GEO sono state effettuate seguendo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M1+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle successivi paragrafi.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo (o micropalo), è dedotta con riferimento alle procedure analitiche descritte nei paragrafi seguenti. In particolare è stata calcolata una resistenza di calcolo minima  $(R_{cal})_{min}$  ed una resistenza di calcolo media  $(R_{cal})_{medio}$  in funzione dei parametri geotecnici rispettivamente minimi e medi. Tali resistenze vengono divise per un fattore di correlazione  $\xi$  riportato nella seguente tabella in funzione del numero delle verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene dividendo il valore caratteristico  $R_k$  per i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nei successivi capitoli.

In definitiva, il valore della resistenza di progetto è data dal minimo tra quella calcolata considerando i valori minimi dei parametri geotecnici e quella calcolata considerando quelli medi, come indicato nella seguente formula:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{\min \left\{ \frac{(R_{cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}}{\gamma_R} \quad (1)$$

### 11.1 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DI PALI E MICROPALI DI FONDAZIONE

Una volta nota la resistenza di progetto  $Q_{LIM,d}$ , la verifica a carico assiale sarà data da:

$$Q_{Ed}/Q_{LIM,d} = Q_{Ed}/\left(\frac{Q_{LIM,k}}{\gamma_R}\right) \leq 1 \quad (2)$$

Dove  $Q_{Ed}$  rappresenta il carico assiale agente sul palo dato dalle azioni trasmesse dall'elevazioni a testa palo, a cui si aggiunge il peso netto del palo (peso del palo depurato del peso del terreno asportato) se il palo risulta in compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La portata limite  $Q_{LIM}$  di un palo viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b A_B + \sum \pi D_i \Delta H_i q_{si} \quad (3)$$

dove:

$Q_{B,LIM}$  = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$  = portata limite laterale;

$q_b$  = portata unitaria di base;

$A_B$  = area di base;

$D_i$  = diametro del concio  $i^{esimo}$  di palo;

$\Delta H_i$  = altezza del concio  $i^{esimo}$  di palo;

$q_{si}$  = attrito laterale unitario limite del concio  $i^{esimo}$  di palo.

Per pali a sezione circolare, l'espressione di  $q_b$  cui si perviene è la seguente:

$$q_b = N_c c + N_q q_L \quad (4)$$

dove  $c$  è la coesione e  $q_L$  il particolare valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo; in pratica si assume  $q_L = \gamma L$  con  $L$  lunghezza del palo;  $N_c$  e  $N_q$  sono fattori adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto  $L/D$ .

Tra  $N_c$  e  $N_q$  esiste la relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi \quad (5)$$

con  $\varphi$  angolo d'attrito del terreno.

La resistenza laterale  $q_s$  alla generica profondità  $z$  viene valutata con l'espressione:

$$q_s = q_a + \mu k \sigma_v \quad (6)$$

dove  $q_a$  è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale,  $\mu = \tg \delta$  è un coefficiente d'attrito terreno-palo,  $k$  è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità  $z$  sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale  $\sigma_v$  alla stessa profondità.

La tensione verticale  $\sigma_v$  alla profondità  $z$  si calcola come:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \frac{z_{fin} - z_{iniz}}{2} + \sigma_v^* & \text{se } z_{iniz} \leq z_{falda} \\ \sigma_v &= \gamma \frac{z_{fin} - z_{iniz}}{2} + \sigma_v^* - \gamma_w \left[ (z_{fin} - z_{falda}) + \frac{z_{fin} - z_{iniz}}{2} \right] & \text{se } z_{iniz} > z_{falda} \end{aligned} \quad (7)$$

dove  $\sigma_v^*$  è la tensione presente alla quota  $z_{iniz}$  del concio in esame e pari a:

$$\sigma_v^* = \sigma_{v \text{ precedente}} + \gamma_{\text{precedente}} \frac{z_{fin \text{ prec}} - z_{iniz \text{ prec}}}{2} \quad (8)$$

La resistenza laterale  $q_s$  può essere valutata anche in funzione del numero di colpi  $N_{SPT}$ , in particolare si ha:

$$\begin{aligned} q_s &= 20.3 N_{SPT} \text{ [kN/m}^2\text{]} & \text{se } N_{SPT} \leq 20 \\ q_s &= 75 + 4.33 (N_{SPT} - 20) \text{ [kN/m}^2\text{]} & \text{se } 20 < N_{SPT} < 95 \\ q_s &= 400 \text{ [kN/m}^2\text{]} & \text{se } N_{SPT} \geq 95 \end{aligned} \quad (9)$$

Nella pratica progettuale il calcolo del carico limite viene condotto in maniera diversa per terreni incoerenti e per terreni coesivi saturi. Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

### **11.1.1 Portata unitaria di base $q_b$**

#### **Terreni coesivi**

In argille e limi saturi, in condizioni non drenate, il carico limite viene usualmente calcolato in termini di tensioni totali. Per  $N_c$  è comunemente adottato il valore 9; per  $\varphi_u = 0$  e  $N_q = 1$ .

La resistenza alla punta vale quindi:

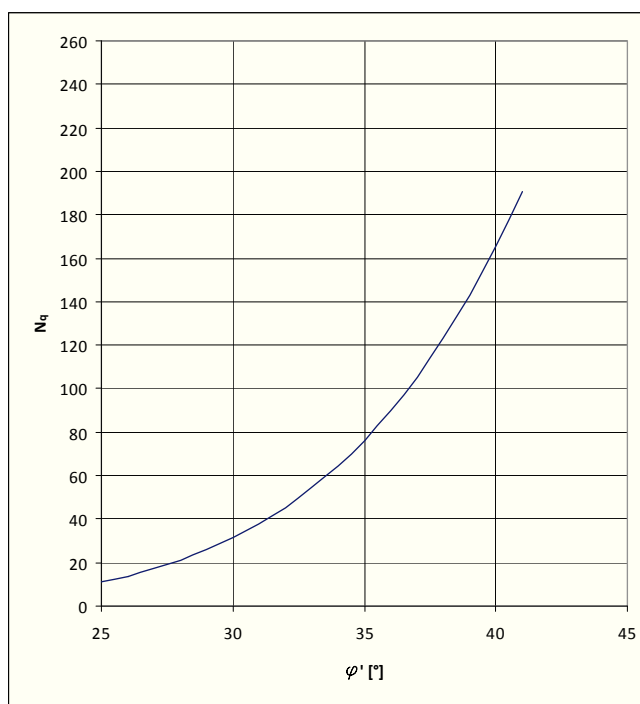
$$q_b = 9 c_u + \gamma L \quad (10)$$

#### **Terreni granulari**

Per la valutazione della resistenza alla punta  $q_b$  di pali di medio diametro si fa riferimento allo schema di mezzo omogeneo ed isotropo e a meccanismi di rottura del terreno molto diversi tra loro. A seconda del meccanismo di rottura assunto, i valori di  $N_q$  per un dato valore dell'angolo d'attrito variano in un intervallo molto ampio. Per pali infissi di medio diametro, specie in terreni mediamente addensati ( $\varphi' \leq 35^\circ$ ) è prevalso l'uso dei valori di  $N_q$  forniti dalla teoria di Berezantzev (1961).

$$N_q = K_p e^{\pi \tan \varphi'} \quad (11)$$

CON  $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$  coefficiente di spinta passiva.



### 11.1.2 Attrito laterale $q_s$

#### **Terreni coesivi**

La resistenza laterale si calcola supponendo nullo il coefficiente d'attrito palo-terreno; si ottiene così l'espressione:

$$q_s = q_a \quad (12)$$

L'adesione può essere valutata mediante i coefficienti riportati nella seguente tabella in funzione della coesione non drenata  $c_u$ .

Materiale		$c_u$ (kPa)	$q_a$ (kPa)	$q_{a\max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	$\leq 25$	$c_u$	120
		$25 \div 50$	$0.85 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.65 c_u$	
		$\geq 75$	$0.50 c_u$	
	ACCIAIO	$\leq 25$	$c_u$	100
		$25 \div 50$	$0.80 c_u$	
		$50 \div 75$	$0.65 c_u$	
		$\geq 75$	$0.50 c_u$	
PILI ELLIPTICI	CLS	$\leq 25$	$0.90 c_u$	100
		$25 \div 50$	$0.80 c_u$	

		50÷75	0.60 $c_u$	
		≥ 75	0.40 $c_u$	

### **Terreni granulari**

Per il calcolo della resistenza laterale  $q_s$  si assume  $q_a = 0$ . I valori di  $k$  variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive. In linea orientativa si è fatto riferimento ai valori empirici di  $k$  e  $\mu$  riportati nella seguente tabella.

Tipo di palo		Valori di $k$	Valori di $\mu$
BATTUTO	Acciaio	0.5÷1	$tg\ 20^\circ$
	Calcestruzzo prefabbricato	1÷2	$tg\ (3/4\ \varphi')$
	Calcestruzzo gettato in opera	1÷3	$tg\ \varphi'$
TRIVELLATO		0.4÷0.7 *	$tg\ \varphi'$

\* Decrescente con la profondità

Nei calcoli è stato scelto  $k = 0.5$ .

## **11.2 VERIFICA AI CARICHI TRASVERSALI**

Per la verifica ai carichi trasversali del palo singolo si farà riferimento alla teoria di Broms (1965) in base alla quale per il calcolo del carico limite occorre distinguere i casi di palo libero di ruotare in testa e di palo vincolato alla quota del piano di campagna ad una struttura di fondazione che ne impedisca la rotazione.

Per pali relativamente corti e rigidi il valore del carico limite trasversale dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo e dalla resistenza del terreno.

Per pali relativamente lunghi il valore limite del carico trasversale dipende anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica nel palo.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali si applicano i seguenti coefficienti parziali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_{tr}=1.0$	$\gamma_{tr}=1.6$	$\gamma_{tr}=1.3$

La verifica ai carichi trasversali appena descritta è effettuata seguendo l'Approccio 1, sia con la combinazione 1 ( $A1+M1+R1$ ) che con la combinazione 2 sia ( $A2+M1+R2$ ), indicato nelle Norme Tecniche 2008 (par. 6.4.3.1).

### **Terreni granulari**

## Terreni granulari:

### Pali liberi di ruotare in testa:

- Palo corto:

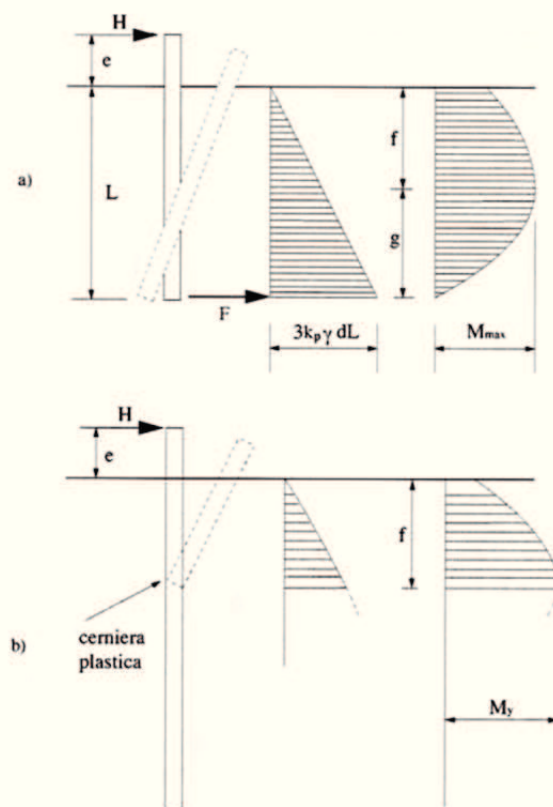
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{d}{2(e+L)} \left( \frac{L}{d} \right)^3$$

$$\frac{M_{\max}}{k_p \gamma d^4} = \frac{L}{2(L+e)} \left( \frac{L}{d} \right)^3 \left( \frac{e}{L} + 0,544 \sqrt{\frac{L}{2(L+e)}} \right)$$

- Palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left( \frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

(Da Viggiani, 1999)



## Terreni granulari:

### Pali impediti di ruotare in testa:

- Palo corto:

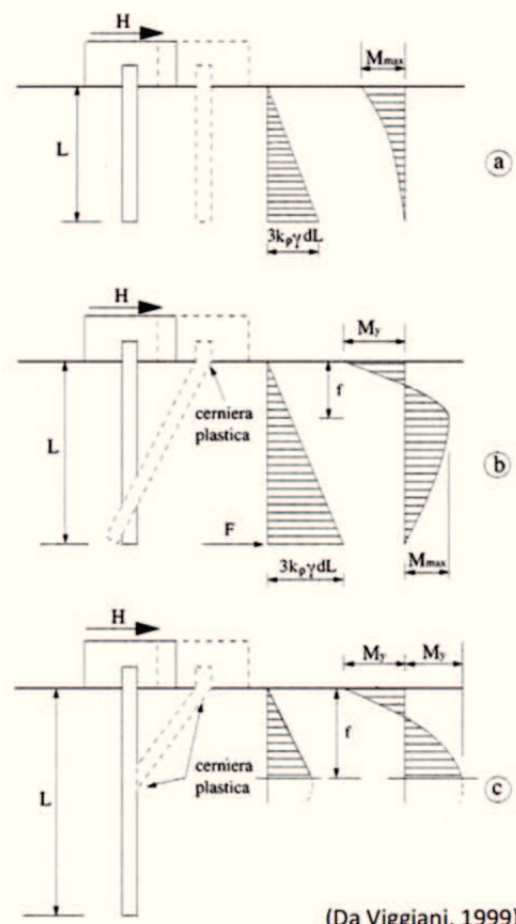
$$H = 1,5 L^2 k_p \gamma d \quad M_{\max} = \frac{2}{3} H L$$

- Palo intermedio:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L}$$

- Palo lungo:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



(Da Viggiani, 1999)



## Terreni coesivi

### Terreni coesivi:

#### Pali liberi di ruotare in testa:

##### • Palo corto:

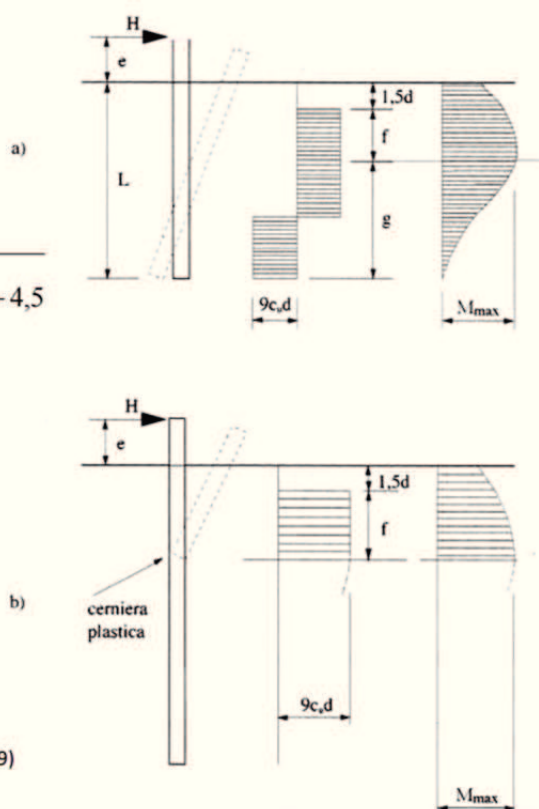
$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left( 1,5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left( \frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{L}{d} \frac{e}{d} + 6 \frac{e}{d} + 4,5}$$

$$\frac{M_{\max}}{c_u d^3} = \frac{H}{c_u d^2} \left( \frac{H}{18 c_u d^2} + \frac{e}{d} + 1,5 \right)$$

##### • Palo lungo:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left( 1,5 + \frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{\left( \frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 2,25}$$

(Da Viggiani, 1999)



## Terreni coesivi:

### Pali impediti di ruotare in testa:

- Palo corto:

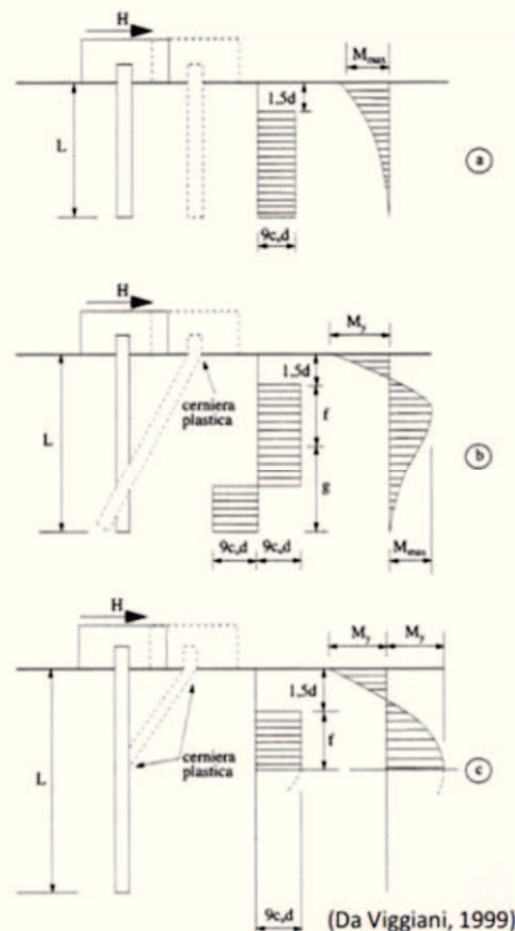
$$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right) \quad M_{\max} = H (0,5 L + 0,75 d)$$

- Palo intermedio:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left( \frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3}} + 4,5$$

- Palo lungo:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$



### 11.3 CALCOLO DELLE MOLLE ORIZZONTALI ALLA WINKLER DEL TERRENO

La valutazione degli spostamenti orizzontali del palo e della rotazione in testa, nonché delle sollecitazioni lungo il fusto del palo, è stata condotta mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "Straus7", considerando il palo immerso nel terreno e soggetto all'azione dei carichi orizzontali e verticali derivanti dalla struttura in elevazione.

Il terreno è stato schematizzato mediante una distribuzione di molle di diversa rigidità a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa. In particolare, il palo è stato modellato con elementi di tipo "beam", prevedendo una discretizzazione delle aste pari a 50cm. In ciascun nodo sono state applicate due molle orizzontali con comportamento elastico lineare, con pari rigidità nelle due direzioni ortogonali.

La base del palo è stata vincolata impedendo lo spostamento nella direzione parallela alle aste.

#### Terreni granulari

I moduli di reazione orizzontale iniziali  $E_{si}$  alla Matlock & Reese (1960), sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} z \text{ [kPa]} \quad (13)$$

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella tabella seguente (cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984);

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

$D_r$ (%)	$k_{hi}$ (kN/m <sup>3</sup> )
35%	10000
50%	15000
70%	25000

Nel caso di pali di fondazione posizionati in cresta ad una scarpata naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontali saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna orizzontale. In particolare, noto il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna orizzontale dalla formula:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (14)$$

e calcolando il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna con inclinazione  $\omega$  nel modo seguente:

$$K_{p,\omega} = \frac{\cos(\omega) + \sqrt{\cos^2(\omega) - \cos^2(\varphi)}}{\cos(\omega) - \sqrt{\cos^2(\omega) - \cos^2(\varphi)}} \quad (15)$$

si ricava il coefficiente di riduzione delle molle orizzontali per la presenza della scarpata dal rapporto dei due coefficienti di spinta passiva appena descritti:

$$\eta = \frac{K_{p,\omega}}{K_p} \quad (16)$$

Tale coefficiente di riduzione viene applicato fino ad una quota di 5 m dal piano di posa della fondazione. Per profondità superiori l'inclinazione della scarpata viene considerata influente ai fini del calcolo della rigidità delle molle orizzontali del terreno.

A questo punto, nel caso di comportamento granulare del terreno, il valore della rigidezza  $k_{orizz\_granulare}$  della molla orizzontale alla generica profondità  $z$  risulterà pari a:

$$k_{orizz\_granulare}(z) = \eta E(z) d = \eta k_{hi} z d \text{ [kN/m]} \quad (17)$$

dove  $d$  è il diametro del palo o del micropalo di fondazione.

### **Terreni coesivi**

Nel caso di comportamento coesivo dei terreni, il modulo elastico del terreno viene calcolato con la seguente formula:

$$E_{coesivo} = 400 c_u \text{ [kPa]} \quad (18)$$

dove  $c_u$  rappresenta la coesione non drenata minima del terreno considerato. In questo caso il valore della rigidezza della molla è costante con la profondità ed è soggetto anch'esso alla riduzione dovuta all'eventuale inclinazione della scarpata.

In questo caso il valore della rigidezza della molla risulterà pari a:

$$k_{orizz\_coesivo} = \eta E_{coesivo} d \text{ [kN/m]} \quad (19)$$

## 12. STRATIGRAFIE GEOTECNICHE DI CALCOLO

La stratigrafia geotecnica di calcolo è stata ripresa dai documenti progettuali di riferimento indicati nel relativo capitolo.

Per ogni tratto di ciascun intervento, sono stati eseguiti i calcoli geotecnici per le diverse stratigrafie presenti lungo il tratto interessato.

Sono stati utilizzati i seguenti simboli:

$\gamma$	peso dell'unità di volume
$c'$	coesione efficace
$\varphi'$	angolo d'attrito
$c_u$	coesione non drenata
$k_h$	modulo di reazione orizzontale caratteristico
$k_{hd}$	modulo di reazione orizzontale di calcolo
$z_w$	soggiacenza della falda

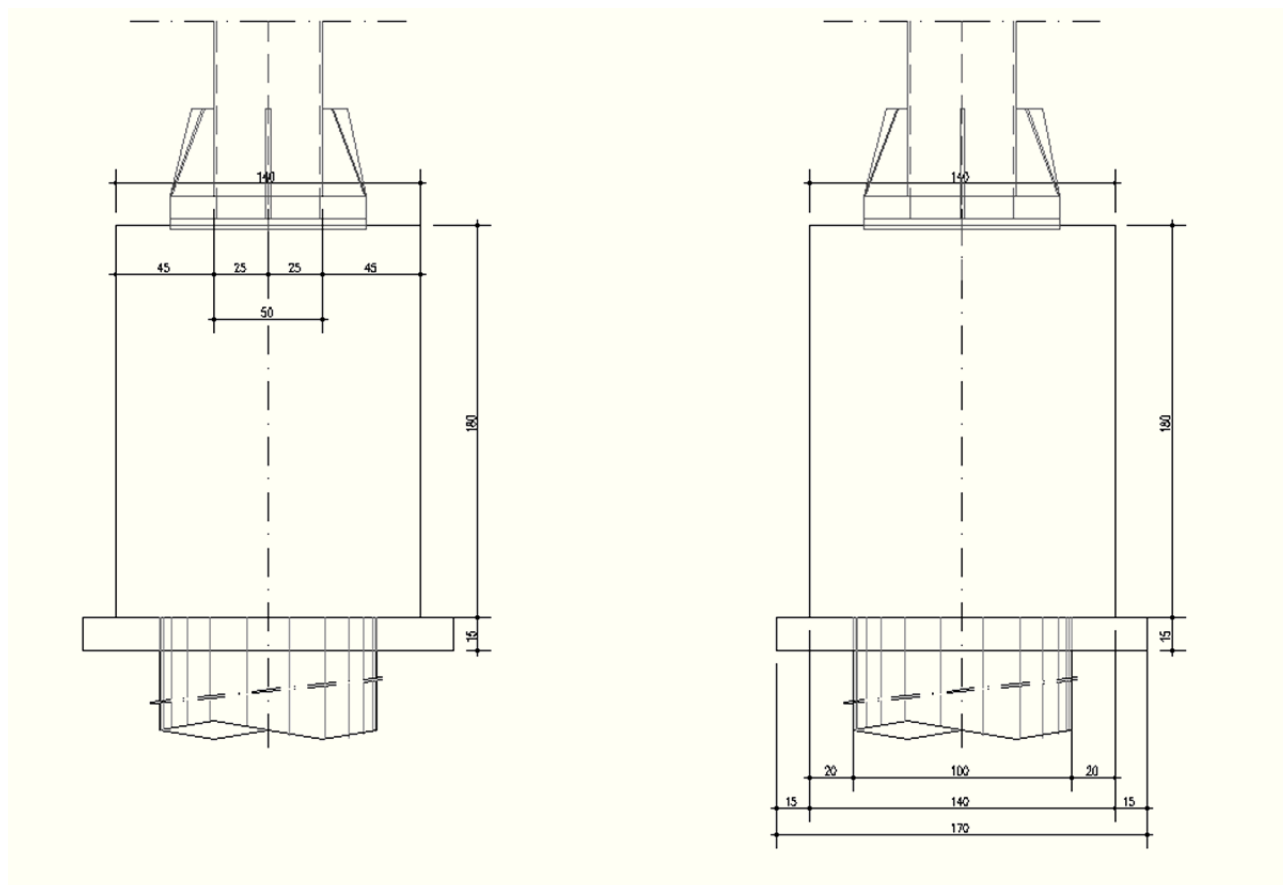
Il modulo di reazione orizzontale di calcolo tiene conto dell'inclinazione del pendio a valle della fondazione tramite la riduzione di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna orizzontale e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata.

Con riguardo alle condizioni idrauliche del sottosuolo, per ogni intervento è stata adottata una soggiacenza di calcolo pari al minor valore rilevato nei piezometri o, in loro mancanza, alla minore soggiacenza misurata nel corso dei sondaggi.

## 13. VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU MONOPALO

### 13.1 Geometria e sollecitazioni

Il plinto di fondazione si ipotizza fondato su un palo trivellato ad elica di diametro  $\varnothing=1000$  mm e lunghezza  $L=12.00$  m



La verifica dei pali di fondazione è stata eseguita prendendo in considerazione le sollecitazioni agli stati limite ultimi ed agli stati limite di esercizio, nella combinazione caratteristica.

A partire dalle azioni agenti nel baricentro della fondazione alla quota di imposta della stessa (di seguito riportate, per il dettaglio si rimanda al capitolo dedicato), si sono determinate le sollecitazioni gravanti sul palo di fondazione. Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sul palo per le diverse combinazioni.

			AZIONI BASE PLINTO			
			SLU-STR	SLU-GEO	SLE-RARA	SLV
Taglio trasversale (dir. X)	F <sub>x</sub>	[kN]	0	0	0	82
Taglio longitudinale (dir. Y)	F <sub>y</sub>	[kN]	71	62	48	83
Sforzo normale	F <sub>z</sub>	[kN]	262	213	190	254
Momento flettente (con asse // a X)	M <sub>x</sub>	[kNm]	603	522	402	220
Momento flettente (con asse // a Y)	M <sub>y</sub>	[kNm]	276	230	194	388
Momento torcente	M <sub>z</sub>	[kNm]	457	396	304	136

COMBINAZIONI TESTA PALO				
	STR	GEO	SLE-Rara	SISMA
N <sub>comp</sub> [kN]	261,66	212,89	189,89	254,16
N <sub>traz</sub> [kN]	-	-	-	-
V [kN]	71,00	62,00	48,00	117,24
M [kNm]	662,98	570,06	446,72	238,06

MOMENTO MASSIMO FUSTO PALO				
	STR	GEO	SLE-Rara	SISMA
M <sub>MAX</sub> [kNm]	732,42	631,38	493,63	384,41
V <sub>MAX</sub> [kN]	182,82	157,92	123,12	129,10
T <sub>MAX</sub> [kNm]	457,00	396,00	304,00	136,00

I portati tipo "A" sono presenti all'interno degli interventi 3Nd e R2. Vista la costanza della geometria e delle sollecitazioni, si riportano le verifiche per le condizioni geotecniche più gravose, ovvero per l'intervento R2.

INTERVENTO			R2 sez.19
GEOMETRIA TERRENO			
Inclinazione scarpata	$\alpha$	[°]	30
Profondità falda da testa palo	$z_w$	[m]	9,00
Sovraccarico al piano campagna	$\Delta\sigma_{sov}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
GEOMETRIA PALO			
Diametro palo	D	[m]	1,00
Lunghezza palo	L	[m]	12,00
Tipologia palo	-	-	Trivellato
ARMATURA PALO			
Numero barre longitudinali	$n_{barre}$	[-]	20
Diametro barre longitudinali	$\phi_{barre}$	[mm]	20
Armatura	As	[-]	20 Ø20
Copriferro	c	[mm]	70
Momento resistente	My	[kNm]	951,60

### 13.2 Verifica geotecnica di portanza ai carichi assiali

Nelle verifiche di portanza assiale si fa riferimento alla sola portanza laterale considerando inoltre il peso netto del palo (peso del palo a cui viene sottratto il peso del terreno asportato).

GEOMETRIA			
Diametro palo	D	[m]	1,00
Lunghezza palo	L	[m]	12,00
Tipologia palo	-	-	Trivellato
Sovraccarico al piano campagna	$\Delta\sigma_{sov}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Profondità falda da testa palo	$z_w$	[m]	9
Peso specifico acqua	$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	9,81
Peso specifico calcestruzzo	$\gamma_{cis}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25
Peso del palo (valore caratteristico)	$W_{palo}$	[kN]	236



Strati terreno							MEDIO						
n. strato	tipo terreno	Comportamento	Liquefacibile	zi [m]	zf [m]	Δz [m]	$\gamma_{med}$ [kN/m³]	$\Phi_{med}$ [°]	$C_{med}$ [kPa]	$Cu_{med}$ [kPa]	Wterr [kN]	$\sigma_v$ [kN/m²]	$\sigma'_v$ [kN/m²]
1	Ri	Granulare	No	0,00	0,50	0,50	19,5	35	0	0	7,66	4,88	4,88
2	Ri	Granulare	No	0,50	1,00	0,50	19,5	35	0	0	7,66	14,63	14,63
3	Ri	Granulare	No	1,00	1,50	0,50	19,5	35	0	0	7,66	24,38	24,38
4	Ri	Granulare	No	1,50	2,00	0,50	19,5	35	0	0	7,66	34,13	34,13
5	Ri	Granulare	No	2,00	2,50	0,50	19,5	35	0	0	7,66	43,88	43,88
6	Ri	Granulare	No	2,50	3,00	0,50	19,5	35	0	0	7,66	53,63	53,63
7	Ri	Granulare	No	3,00	3,50	0,50	19,5	35	0	0	7,66	63,38	63,38
8	Ri	Granulare	No	3,50	4,00	0,50	19,5	35	0	0	7,66	73,13	73,13
9	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	4,00	4,50	0,50	17,6	35	0	55	6,91	82,40	82,40
10	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	4,50	5,00	0,50	17,6	35	0	55	6,91	91,20	91,20
11	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	5,00	5,50	0,50	17,6	35	0	55	6,91	100,00	100,00
12	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	5,50	6,00	0,50	17,6	35	0	55	6,91	108,80	108,80
13	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	6,00	6,50	0,50	17,6	35	0	55	6,91	117,60	117,60
14	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	6,50	7,00	0,50	17,6	35	0	55	6,91	126,40	126,40
15	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	7,00	7,50	0,50	17,6	35	0	55	6,91	135,20	135,20
16	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	7,50	8,00	0,50	17,6	35	0	55	6,91	144,00	144,00
17	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	8,00	8,50	0,50	17,6	35	0	55	6,91	152,80	152,80
18	A1>=8.5 Granulare	Granulare	No	8,50	9,00	0,50	17,6	35	0	80	6,91	161,60	161,60
19	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	9,00	9,50	0,50	14,7	35	5	100	5,77	169,68	167,22
20	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	9,50	10,00	0,50	14,7	35	5	100	5,77	177,03	169,67
21	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	10,00	10,50	0,50	14,7	35	5	100	5,77	184,38	172,11
22	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	10,50	11,00	0,50	14,7	35	5	100	5,77	191,73	174,56
23	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	11,00	11,50	0,50	14,7	35	5	100	5,77	199,08	177,00
24	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	11,50	12,00	0,50	14,7	35	5	100	5,77	206,43	179,45
TOTALE				0,00	12,00	12,00	-	-	-	-	165,01	-	-

Strati terreno							MINIMO						
n. strato	tipo terreno	Comportamento	Liquefacibile	zi [m]	zf [m]	Δz [m]	$\gamma_{min}$ [kN/m³]	$\Phi_{min}$ [°]	$C_{min}$ [kPa]	$Cu_{min}$ [kPa]	Wterr [kN]	$\sigma_v$ [kN/m²]	$\sigma'_v$ [kN/m²]
1	Ri	Granulare	No	0,00	0,50	0,50	19	34	0	0	7,46	4,75	4,75
2	Ri	Granulare	No	0,50	1,00	0,50	19	34	0	0	7,46	14,25	14,25
3	Ri	Granulare	No	1,00	1,50	0,50	19	34	0	0	7,46	23,75	23,75
4	Ri	Granulare	No	1,50	2,00	0,50	19	34	0	0	7,46	33,25	33,25
5	Ri	Granulare	No	2,00	2,50	0,50	19	34	0	0	7,46	42,75	42,75
6	Ri	Granulare	No	2,50	3,00	0,50	19	34	0	0	7,46	52,25	52,25
7	Ri	Granulare	No	3,00	3,50	0,50	19	34	0	0	7,46	61,75	61,75
8	Ri	Granulare	No	3,50	4,00	0,50	19	34	0	0	7,46	71,25	71,25
9	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	4,00	4,50	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	80,30	80,30
10	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	4,50	5,00	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	88,90	88,90
11	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	5,00	5,50	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	97,50	97,50
12	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	5,50	6,00	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	106,10	106,10
13	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	6,00	6,50	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	114,70	114,70
14	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	6,50	7,00	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	123,30	123,30
15	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	7,00	7,50	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	131,90	131,90
16	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	7,50	8,00	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	140,50	140,50
17	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	8,00	8,50	0,50	17,2	32	0	16,5	6,75	149,10	149,10
18	A1>=8.5 Granulare	Granulare	No	8,50	9,00	0,50	17,2	32	0	40	6,75	157,70	157,70
19	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	9,00	9,50	0,50	12,1	30	7	25	4,75	165,03	162,57
20	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	9,50	10,00	0,50	12,1	30	7	25	4,75	171,08	163,72
21	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	10,00	10,50	0,50	12,1	30	7	25	4,75	177,13	164,86
22	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	10,50	11,00	0,50	12,1	30	7	25	4,75	183,18	166,01
23	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	11,00	11,50	0,50	12,1	30	7	25	4,75	189,23	167,15
24	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	11,50	12,00	0,50	12,1	30	7	25	4,75	195,28	168,30
TOTALE				0,00	12,00	12,00	-	-	-	-	155,74	-	-

Strati terreno							COMPORTAMENTO GRANULARE DEL TERRENO						COMPORTAMENTO COESIVO DEL TERRENO						PORTANZA	
n. strato	tipo terreno	Comportamento	Liquefacibile	zi [m]	z# [m]	Δzi [m]	MEDIO			MINIMO			MEDIO			MINIMO			MEDIO	MINIMO
							k compr.	qs [kN/m²]	Qu [kN]	k compr.	qs [kN/m²]	Qu [kN]	Δ AGI	qs [kN/m²]	Qu [kN]	Δ AGI	qs [kN/m²]	Qu [kN]		
1	Ri	Granulare	No	0,00	0,50	0,50	0,5	1,71	2,68	0,5	1,60	2,52	-	-	-	-	-	-	2,68	2,52
2	Ri	Granulare	No	0,50	1,00	0,50	0,5	5,12	8,04	0,5	4,81	7,55	-	-	-	-	-	-	8,04	7,55
3	Ri	Granulare	No	1,00	1,50	0,50	0,5	8,53	13,40	0,5	8,01	12,58	-	-	-	-	-	-	13,40	12,58
4	Ri	Granulare	No	1,50	2,00	0,50	0,5	11,95	18,77	0,5	11,21	17,61	-	-	-	-	-	-	18,77	17,61
5	Ri	Granulare	No	2,00	2,50	0,50	0,5	15,36	24,13	0,5	14,42	22,65	-	-	-	-	-	-	24,13	22,65
6	Ri	Granulare	No	2,50	3,00	0,50	0,5	18,77	29,49	0,5	17,62	27,68	-	-	-	-	-	-	29,49	27,68
7	Ri	Granulare	No	3,00	3,50	0,50	0,5	22,19	34,85	0,5	20,83	32,71	-	-	-	-	-	-	34,85	32,71
8	Ri	Granulare	No	3,50	4,00	0,50	0,5	25,60	40,21	0,5	24,03	37,75	-	-	-	-	-	-	40,21	37,75
9	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	4,00	4,50	0,50	0,5	28,85	45,32	0,5	25,09	39,41	-	-	-	-	-	-	45,32	39,41
10	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	4,50	5,00	0,50	0,5	31,93	50,15	0,5	27,78	43,63	-	-	-	-	-	-	50,15	43,63
11	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	5,00	5,50	0,50	0,5	35,01	54,99	0,5	30,46	47,85	-	-	-	-	-	-	54,99	47,85
12	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	5,50	6,00	0,50	0,5	38,09	59,83	0,5	33,15	52,07	-	-	-	-	-	-	59,83	52,07
13	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	6,00	6,50	0,50	0,5	41,17	64,67	0,5	35,84	56,29	-	-	-	-	-	-	64,67	56,29
14	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	6,50	7,00	0,50	0,5	44,25	69,51	0,5	38,52	60,51	-	-	-	-	-	-	69,51	60,51
15	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	7,00	7,50	0,50	0,5	47,33	74,35	0,5	41,21	64,73	-	-	-	-	-	-	74,35	64,73
16	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	7,50	8,00	0,50	0,5	50,41	79,19	0,5	43,90	68,95	-	-	-	-	-	-	79,19	68,95
17	A1<8.5 Granulare	Granulare	No	8,00	8,50	0,50	0,5	53,50	84,03	0,5	46,58	73,17	-	-	-	-	-	-	84,03	73,17
18	A1>8.5 Granulare	Granulare	No	8,50	9,00	0,50	0,5	56,58	88,87	0,5	49,27	77,39	-	-	-	-	-	-	88,87	77,39
19	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	9,00	9,50	0,50	0,5	63,55	99,82	0,5	53,93	84,71	0,4	40,00	62,83	0,9	22,50	35,34	62,83	35,34
20	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	9,50	10,00	0,50	0,5	64,40	101,16	0,5	54,26	85,23	0,4	40,00	62,83	0,9	22,50	35,34	62,83	35,34
21	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	10,00	10,50	0,50	0,5	65,26	102,51	0,5	54,59	85,75	0,4	40,00	62,83	0,9	22,50	35,34	62,83	35,34
22	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	10,50	11,00	0,50	0,5	66,11	103,85	0,5	54,92	86,27	0,4	40,00	62,83	0,9	22,50	35,34	62,83	35,34
23	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	11,00	11,50	0,50	0,5	66,97	105,20	0,5	55,25	86,79	0,4	40,00	62,83	0,9	22,50	35,34	62,83	35,34
24	T2-1>7.0 Misto	Misto	No	11,50	12,00	0,50	0,5	67,83	106,54	0,5	55,58	87,31	0,4	40,00	62,83	0,9	22,50	35,34	62,83	35,34
TOTALE				0,00	12,00	12,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1219,50	957,12

#### SCELTE PROGETTUALI

Approccio 1 - Combinazione 1 (STR)	A1+M1+R1	○
Approccio 1 - Combinazione 2 (GEO)	A2+M1+R2	⊗
Approccio 2	A1+M1+R3	○

COEFFICIENTI PARZIALI γ <sub>r</sub>		(A2)
Permanenti	γ <sub>s1</sub>	1,00
Permanenti non strutturali	γ <sub>s2</sub>	1,30
Variabili	γ <sub>d</sub>	1,30

COEFFICIENTI PARZIALI γ <sub>m</sub>		(M1)
Tangente dell'angolo d'attrito	γ <sub>φ'</sub>	1,00
Coesione efficace	γ <sub>c'</sub>	1,00
Coesione non drenata	γ <sub>c<sub>u</sub></sub>	1,00
Peso dell'unità di volume	γ <sub>y</sub>	1,00

COEFFICIENTI PARZIALI γ <sub>R</sub>		(R2)
Base	γ <sub>b</sub>	1,70
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1,45
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1,60

FATTORI DI CORRELAZIONE ξ		
Numero verticali esplorate	n° vert	1
Fattore medio	ξ3	1,70
Fattore minimo	ξ4	1,70



**PORTANZA TOTALE**

PORTANZA LATERALE		MEDIO	MINIMO
Valore di calcolo portata laterale	$Q_{dm\ lat} [kN]$	1219,50	957,12
Valore caratteristico portata laterale	$Q_{Rk\ lat} [kN]$	717,35	563,01
Valore di progetto a compressione	$Q_{Ed\ comp} [kN]$	494,73	388,28
Valore di progetto a trazione	$Q_{Ed\ traz} [kN]$	448,35	351,88

**PORTANZA DI PROGETTO**

Portanza di progetto a compressione	$R_{cd} [kN]$	388,28
Portanza di progetto a trazione	$R_{td} [kN]$	351,88

Si riporta di seguito la verifica in condizioni statiche (SLU-GEO):

**VERIFICA**

Considero il peso del palo in compressione	Si - Netto
Considero il peso totale del palo in trazione	No

AZIONI DI PROGETTO		VENTO
Carico di compressione testa palo	$N_{comp\ Ed} [kN]$	212,89
Carico di trazione testa palo	$N_{traz\ Ed} [kN]$	-
Valore medio di progetto peso netto del palo	$W_{netto\ medio\ Ed} [kN]$	70,61
Valore minimo di progetto peso netto del palo	$W_{netto\ min\ Ed} [kN]$	79,87
Valore di progetto peso totale del palo	$W_{palo\ Ed} [kN]$	235,62

VERIFICA DI PORTANZA IN COMPRESSIONE		VENTO
Portanza di progetto	$R_{cd} [kN]$	388,28
Azione di progetto	$E_{cd} [kN]$	292,76
Verifica	$E_{cd}/R_{cd}$	75,40%
		Verificato

Si riporta di seguito la verifica in condizioni sismiche (SLV):

**VERIFICA**

Considero il peso del palo in compressione	Si - Netto
Considero il peso totale del palo in trazione	No

AZIONI DI PROGETTO		SISMA
Carico di compressione testa palo	$N_{comp\ Ed} [kN]$	254,16
Carico di trazione testa palo	$N_{traz\ Ed} [kN]$	-
Valore medio di progetto peso netto del palo	$W_{netto\ medio\ Ed} [kN]$	70,61
Valore minimo di progetto peso netto del palo	$W_{netto\ min\ Ed} [kN]$	79,87
Valore di progetto peso totale del palo	$W_{palo\ Ed} [kN]$	235,62

VERIFICA DI PORTANZA IN COMPRESSIONE		SISMA
Portanza di progetto	$R_{cd} [kN]$	388,28
Azione di progetto	$E_{cd} [kN]$	334,03
Verifica	$E_{cd}/R_{cd}$	86,03%
		Verificato

### 13.3 Verifica geotecnica di resistenza ai carichi trasversali

Nelle verifiche ai carichi trasversali si fa riferimento alla condizione di palo con testa libera di ruotare.

VERIFICA BROMS TERRENI GRANULARI			
Terreno:	Ri		
Falda:	NO		
<u>Caratteristiche medie del terreno</u>		<u>Caratteristiche minime del terreno</u>	
$\alpha_{\text{terreno}}$	30	$\alpha_{\text{terreno}}$	30
e [m]	0	e [m]	0
L [m]	12,00	L [m]	12,00
L'=e+L [m]	12,00	L'=e+L [m]	12,00
$\Phi_{\text{medio}} [^\circ]$	35	$\Phi_{\text{min}} [^\circ]$	34
kp	1,96	kp	1,81
$\gamma_{\text{medio}} [\text{kN/m}^3]$	19,5	$\gamma_{\text{min}} [\text{kN/m}^3]$	19
<u>Palo corto</u>		<u>Palo corto</u>	
H1 [kN]	2753,1	H1 [kN]	2480,8
f [m]	6,9	f [m]	6,9
Mmax [kNm]	12708,3	Mmax [kNm]	11451,4
	>My		>My
<u>Palo lungo</u>		<u>Palo lungo</u>	
H2 [kN]	489,10	H2 [kN]	472,41
f(H)	0,0	f(H)	0,0
H <sub>media</sub> [kN]	489,10	H <sub>min</sub> [kN]	472,41
H <sub>tr,x media</sub> [kN]	287,71	H <sub>tr,x min</sub> [kN]	277,89

VENTO	Approccio 1		Approccio 2
	Combo 1: A1+M1+R1	Combo 2: A2+M1+R2	A1+M1+R3
H <sub>tr,d media</sub> [kN]	287,71	179,82	221,31
H <sub>tr,d min</sub> [kN]	277,89	173,68	213,76
H <sub>RES</sub> [kN]	277,89	173,68	213,76
H <sub>ES</sub> [kN]	71,00	62,00	71,00
H <sub>ES</sub> /H <sub>RES</sub>	25,55%	35,70%	33,21%
	Verificato	Verificato	Verificato

SISMA	Approccio 1		Approccio 2
	Combo 1: "1"+M1+R1	Combo 2: "1"+M1+R2	"1"+M1+R3
H <sub>tr,d media</sub> [kN]	287,71	179,82	221,31
H <sub>tr,d min</sub> [kN]	277,89	173,68	213,76
H <sub>RES</sub> [kN]	277,89	173,68	213,76
H <sub>ES</sub> [kN]	117,24	117,24	117,24
H <sub>ES</sub> /H <sub>RES</sub>	42,19%	67,50%	54,85%
	Verificato	Verificato	Verificato



### 13.4 Determinazione delle molle orizzontali

Lunghezza palo	L	[m]	12,00
Diametro palo	d	[m]	1,00
Modulo d'inerzia del palo	J	[m <sup>4</sup> ]	4,91E-02
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f <sub>ck</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	25
Modulo elastico del calcestruzzo	E	[N/mm <sup>2</sup> ]	31476

Approfondimento testa palo	z <sub>0</sub>	[m]	0,5
Altezza concio	Δz	[m]	0,5
Profondità falda da testa palo	z <sub>falda</sub>	[m]	9,00

Strato inclinato più superficiale della scarpata	-	-	Ri
Angolo di attrito interno medio della scarpata	φ <sub>medio</sub>	[°]	35
Angolo di inclinazione della scarpata	α	[°]	30
Coefficiente di spinta passiva per scarpata orizzontale	k <sub>p</sub>	[-]	3,690
Coefficiente di spinta passiva per scarpata inclinata	k <sub>p-α</sub>	[-]	1,961
Rapporto tra coefficienti di spinta passiva	η	[-]	0,531

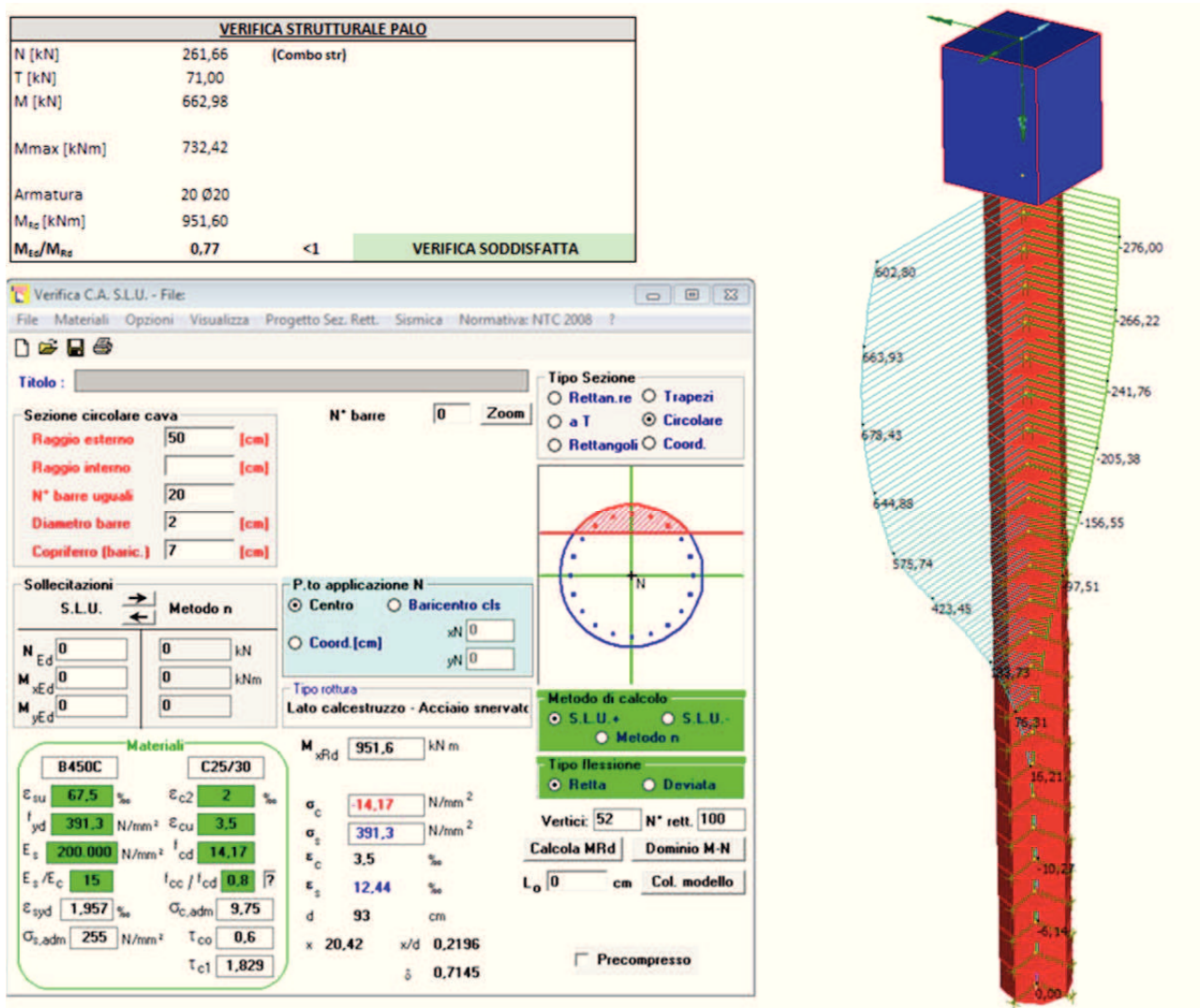
N° concio	Profondità base concio		Terreno	Comportamento	Modulo di reazione orizzontale medio	Coefficiente riduttivo per l'inclinazione della scarpata	Modulo elastico terreno		Rigidità molle
	Da testa palo	Da piano campagna					Granulare	Coesivo	
[-]	z <sub>palo</sub> [m]	z <sub>pi</sub> [m]	-	-	K <sub>h medio</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	η [-]	E <sub>gran</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>coes</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kN/m]
1	0,50	1,00	Ri	Granulare	6'000	0,531	3'188	-	3'188
2	1,00	1,50	Ri	Granulare	6'000	0,531	4'782	-	4'782
3	1,50	2,00	Ri	Granulare	6'000	0,531	6'377	-	6'377
4	2,00	2,50	Ri	Granulare	6'000	0,531	7'971	-	7'971
5	2,50	3,00	Ri	Granulare	6'000	0,531	9'565	-	9'565
6	3,00	3,50	Ri	Granulare	6'000	0,531	11'159	-	11'159
7	3,50	4,00	Ri	Granulare	6'000	0,531	12'753	-	12'753
8	4,00	4,50	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	99'000	-	99'000
9	4,50	5,00	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	110'000	-	110'000
10	5,00	5,50	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	121'000	-	121'000
11	5,50	6,00	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	132'000	-	132'000
12	6,00	6,50	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	143'000	-	143'000
13	6,50	7,00	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	154'000	-	154'000
14	7,00	7,50	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	165'000	-	165'000
15	7,50	8,00	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	176'000	-	176'000
16	8,00	8,50	A1<8.5 Granulare	Granulare	22'000	1,000	187'000	-	187'000
17	8,50	9,00	A1>=8.5 Granulare	Granulare	32'000	1,000	288'000	-	288'000
18	9,00	9,50	T2-1>7.0 Misto	Misto	12'000	1,000	114'000	40'000	40'000
19	9,50	10,00	T2-1>7.0 Misto	Misto	12'000	1,000	120'000	40'000	40'000
20	10,00	10,50	T2-1>7.0 Misto	Misto	12'000	1,000	126'000	40'000	40'000
21	10,50	11,00	T2-1>7.0 Misto	Misto	12'000	1,000	132'000	40'000	40'000
22	11,00	11,50	T2-1>7.0 Misto	Misto	12'000	1,000	138'000	40'000	40'000
23	11,50	12,00	T2-1>7.0 Misto	Misto	12'000	1,000	144'000	40'000	40'000
24	12,00	12,50	T2-1>7.0 Misto	Misto	12'000	1,000	150'000	40'000	40'000

### 13.5 Verifica strutturale per sollecitazioni flessionali

Note le sollecitazioni agenti, è stata effettuata la verifica strutturale di resistenza a pressoflessione (agli stati limiti ultimi SLU-STR) della sezione circolare del palo in c.a.

Le verifiche sono eseguite mediante l'utilizzo del software di calcolo VCA-SLU.

$$M_{max} = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{678.43^2 + 276^2} = 732.42 \text{ kNm}$$



### 13.6 Verifica strutturale per sollecitazioni taglianti

Le verifiche di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti vengono effettuate considerando una sezione quadrata di pari area rispetto a quella del palo.

$$D_{\text{palo}} = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\text{palo}} = 50 \times 50 \times \pi = 7853 \text{ cm}^2$$

$$B = H = (A_{\text{palo}})^{0.5} = 88.6 \text{ cm}$$

Il Taglio resistente senza armatura a taglio si valuta con la seguente formula:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Armatura longitudinale	Copriferro [cm]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]
20 $\varnothing$ 20	7	362.05

Poiché i pali sono caratterizzati da sollecitazioni taglianti ( $V_{\max} = 182.82 \text{ kN}$ ) minori della quantità appena calcolata, non è necessaria una specifica armatura a taglio. Si inserisce solamente una staffatura a spirale  $\varnothing 14/10 \text{ cm}$ .

### 13.7 Verifica strutturale per sollecitazioni torsionali

Note le sollecitazioni agenti di taglio e torsione, è stata effettuata la verifica strutturale di resistenza a torsione (agli stati limiti ultimi SLU-STR) della sezione circolare del palo in c.a.

Come armatura resistente a torsione si è considerata la spirale presente lungo tutto il fusto del palo.

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Taglio risultante	$V_{ed}$	[kN]	182,82
Momento torcente	$T_{ed}$	[kNm]	457,00

DIMENSIONI			
Raggio	R	[m]	0,50
Copriferro (baricentro barra)	c	[m]	0,07
Altezza utile	d	[m]	0,43
Area	A	[m <sup>2</sup> ]	0,79



ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	20	$\phi$	20
	As	[mm <sup>2</sup> ]	6283,19

ARMATURA TRASVERSALE A TORSIONE (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	1
Armatura trasversale (staffe)	Asw	$\phi$	14
		[mm <sup>2</sup> ]	153,94
Passo	s	[cm]	10

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45,0
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1,00
Area delle staffe	As	[mm <sup>2</sup> ]	154
Passo delle staffe	s	[mm]	100
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1,539
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	785398
Perimetro della sezione	u	[mm]	3142
Rapporto tra area e perimetro	t	[mm]	250,00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A	[mm <sup>2</sup> ]	441786
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	2356
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	6283
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	2,67
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	782,33
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	532,23
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	921,99
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	532,23
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	85,86%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1,00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	233,12
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	685,31
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	233,12
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	78,42%

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	685,31
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	782,33
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	85,09%

### 13.8 Verifica delle tensioni in esercizio

Note le sollecitazioni agenti, si sono determinate le tensioni agenti (agli stati limiti d'esercizio in combinazione RARA) della sezione circolare del palo in c.a.

Le verifiche sono eseguite mediante l'utilizzo del software di calcolo VCA-SLU.

$$M_{max} = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{453,91^2 + 194^2} = 493,63 \text{ kNm}$$

VERIFICA TENSIONALE PALO					
N [kN]	189,89	(Combo rara)			
T [kN]	48,00				
M [kN]	446,72				
Mmax [kNm]	493,63				
Armatura	20 Ø20				
$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	25				
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450				
$\sigma_{cis,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	8,29	<	$\sigma_{cis,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$0,60 \cdot f_{ck}$	15,00
$\sigma_{scl,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	255,00	<	$\sigma_{scl,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$0,8 \cdot f_{yk}$	360,00
					VERIFICA SODDISFATTA
					VERIFICA SODDISFATTA

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm] 50

Raggio interno [cm]

N° barre uguali 20

Diametro barre [cm] 2

Coprilastro (baric.) [cm] 7

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☒ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord [cm] xN [ ] yN [ ]

Metodo di calcolo

☐ S.L.U. + ☒ S.L.U. - ☐ Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 0 189,89 kN

M xEd 0 493,63 kNm

M yEd 0 0

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{cu}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5

$E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14,17

$E_s / E_c$  15  $f_{cc} / f_{cd}$  0,8 [?]

$\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $G_{c,adm}$  9,75

$G_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,6

$\tau_{c1}$  1,829

$\sigma_c$  -0,294 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  255 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  1,275 ‰

d 93 cm

x 30,49 x/d 0,3279

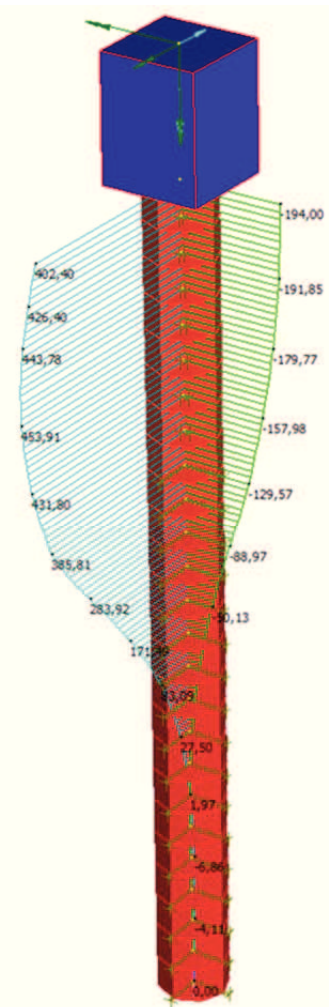
$\delta$  0,8498

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso



### 13.9 Verifica a fessurazione

Come indicato nella Circolare n. 617 02 Febbraio 2009, la verifica dell'ampiezza di fessurazione viene effettuata in via indiretta:

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

**Tabella 4.1.III** – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

**Tabella 4.1.IV** – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$



Utilizzando XC2 come classe di esposizione ambientale ed utilizzando armatura poco sensibile, effettuando le verifiche nella combinazione di carico rara a favore di sicurezza (invece di considerare la combinazione frequente, che prevede il carico dovuto all'azione del vento ridotto al 20%), il limite di apertura delle fessure è pari a  $w_3 = 0.4 \text{ mm}$ .

Prevedendo pali  $\phi 1000$  armati longitudinalmente con 20 barre di armatura di diametro 20 mm, la verifica della spaziatura minima e del diametro massimo, risulta soddisfatta visto lo stato tensionale presente.

VERIFICA DI FESSURAZIONE - METODO SEMPLIFICATO			
Classe di esposizione	-	[-]	XC2
Condizioni ambientali	-	[-]	Ordinarie
Combinazione azioni	-	[-]	Frequente
Tipologia armatura	-	[-]	Poco Sensibile
Limite di apertura fessure	-	[-]	$w_3$
Valore nominale di apertura fessure	$w_3$	[mm]	0,40
Tensione nell'acciaio in combinazione RARA	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	255,00
Diametro massimo delle barre	$\phi_{\max}$	[mm]	20
Spaziatura massima delle barre	$s_{\max}$	[mm]	250

Diametro del palo	d	[mm]	1000
Copriferro armatura	c	[mm]	70
Numero barre	$n_{\text{barre}}$	[-]	20
Diametro barre	$\phi_{\text{barre}}$	[mm]	20
Spaziatura tra baricentri armatura	$s_{\text{baricentro}}$	[mm]	142
Spaziatura netta tra i ferri	$s_{\text{netta}}$	[mm]	122

Verifica diametro massimo	$\phi_{\text{barre}} < \phi_{\max}$	[-]	Verificato
Verifica spaziatura massima	$s_{\text{netta}} < s_{\max}$	[-]	Verificato

### 13.10 Verifica strutturale del plinto

In progetto sono presenti plinti di dimensioni in pianta 140x140 cm e altezza pari a 180 cm.

Le sollecitazioni agenti sul plinto sono ottenute trasportando al baricentro del plinto le sollecitazioni al piede del montante precedentemente determinate. Si riportano di seguito le azioni così determinate per la combinazione strutturale SLU-STR e la combinazione sismica SLV.

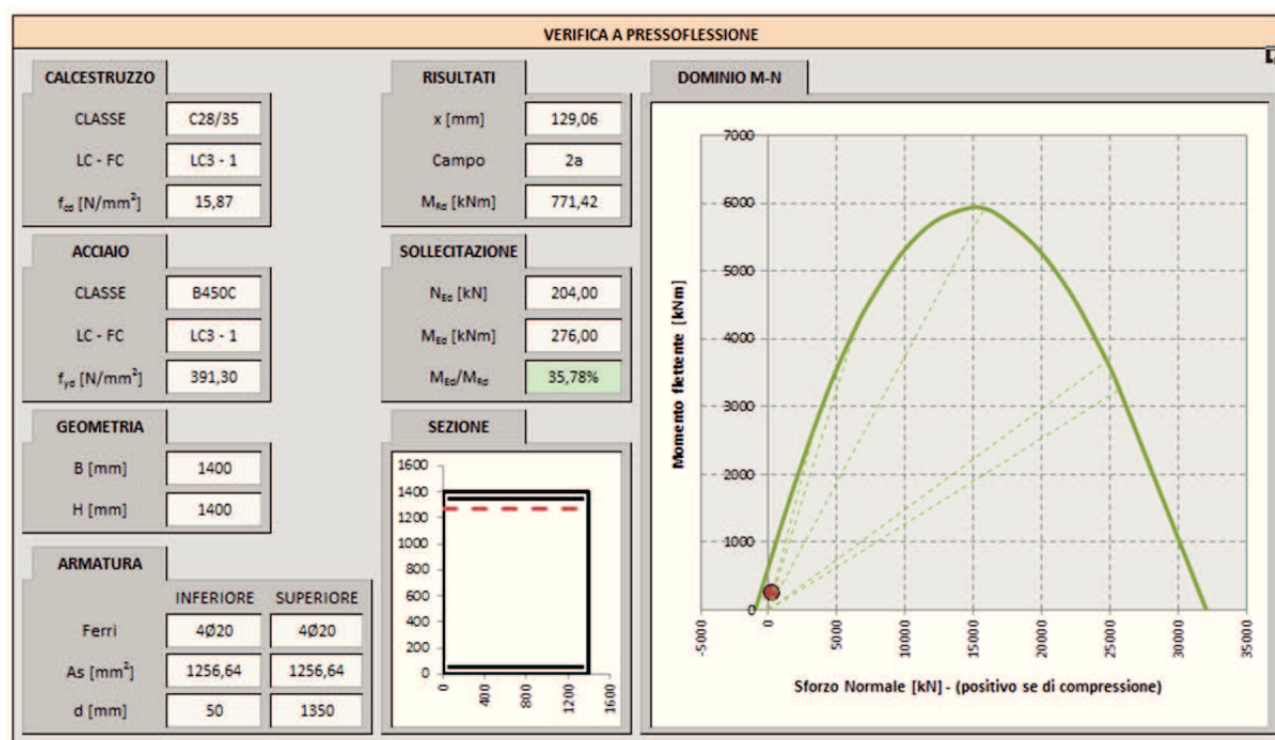
SOLLECITAZIONI SLU-STR			SLU-STR	SLV
Sforzo normale	$N_{ed}$	[kN]	204,00	210,00
Momento flettente (con asse // a X)	$M_{edX}$	[kNm]	539,00	145,00
Momento flettente (con asse // a Y - asse strada)	$M_{edY}$	[kNm]	276,00	314,00
Taglio longitudinale (dir. Y)	$V_{edY}$	[kN]	71,00	83,00
Taglio trasversale (dir. X)	$V_{edX}$	[kN]	0,00	82,00
Momento torcente	$T_{ed}$	[kNm]	457,00	136,00
Taglio risultante	$V_{ed}$	[kN]	71,00	116,67

Si prevede la seguente armatura. Delle armature longitudinali, le barre d'angolo vengono impiegate per le verifiche a torsione, mentre le restanti barre per lato vengono impiegate per le verifiche flessionali.

Armatura per momento flettente con asse longitudinale	4+4 $\phi 20$
Armatura per momento flettente con asse trasversale	4+4 $\phi 20$
Armatura d'angolo per torsione	8 $\phi 20$
Staffe	$\phi 12/20$ cm
Totale armatura lato longitudinale	7 $\phi 20$
Totale armatura lato trasversale	7 $\phi 20$

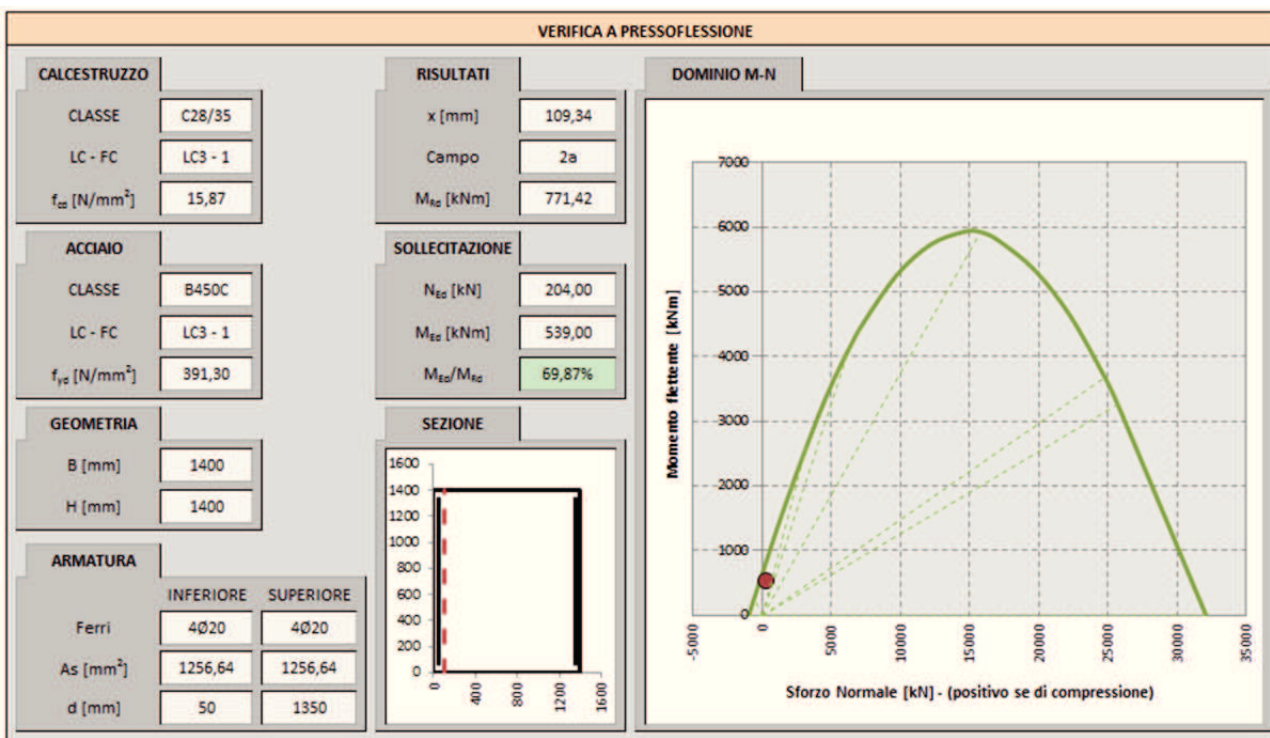
### 13.10.1 Verifiche per condizioni statiche SLU-STR

Verifiche a flessione e taglio per sollecitazioni in direzione trasversale ( $V_x$  e  $M_y$ )



VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,10
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1,01
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	537,70
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	6791,56
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	537,70
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	0,00%

Verifiche a flessione e taglio per sollecitazioni in direzione longitudinale (Vy e Mx)



VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,10
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1,01
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	537,70
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	6791,56
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	537,70
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	13,20%



## Verifiche a torsione e taglio

ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	8	$\emptyset$	20
	As	[mm <sup>2</sup> ]	2513,27

ARMATURA TRASVERSALE A TORSIONE (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	Asw	$\emptyset$	12
		[mm <sup>2</sup> ]	226,19
Passo	s	[cm]	20

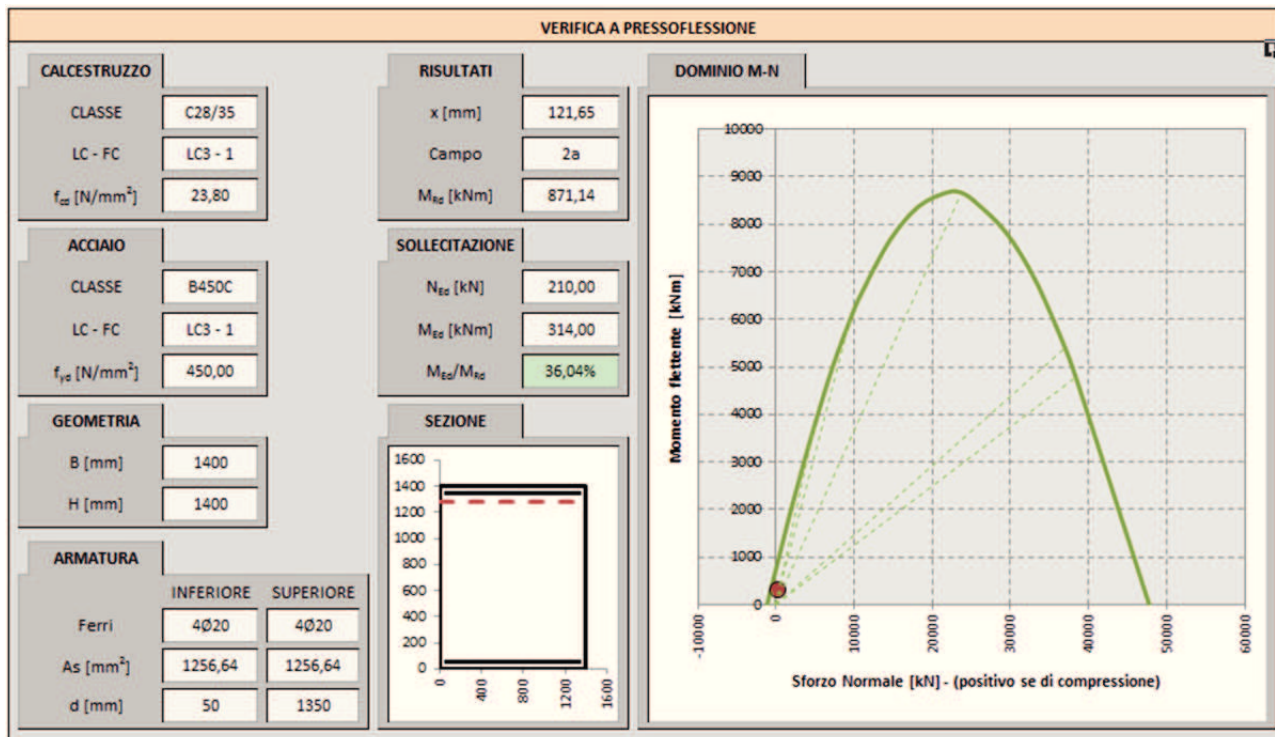
VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1,00
Area delle staffe	As	[mm <sup>2</sup> ]	226
Passo delle staffe	s	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1,131
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1960000
Perimetro della sezione	u	[mm]	5600
Rapporto tra area e perimetro	t	[mm]	350,00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A	[mm <sup>2</sup> ]	1102500
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	4200
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	2513
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	0,60
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	3061,28
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	975,83
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	516,31
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	516,31
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	88,51%

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	6791,56
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	3061,28
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	15,97%

### 13.10.1 Verifiche per condizioni sismiche SLV

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono assunti unitari ( $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_s = 1$ ).

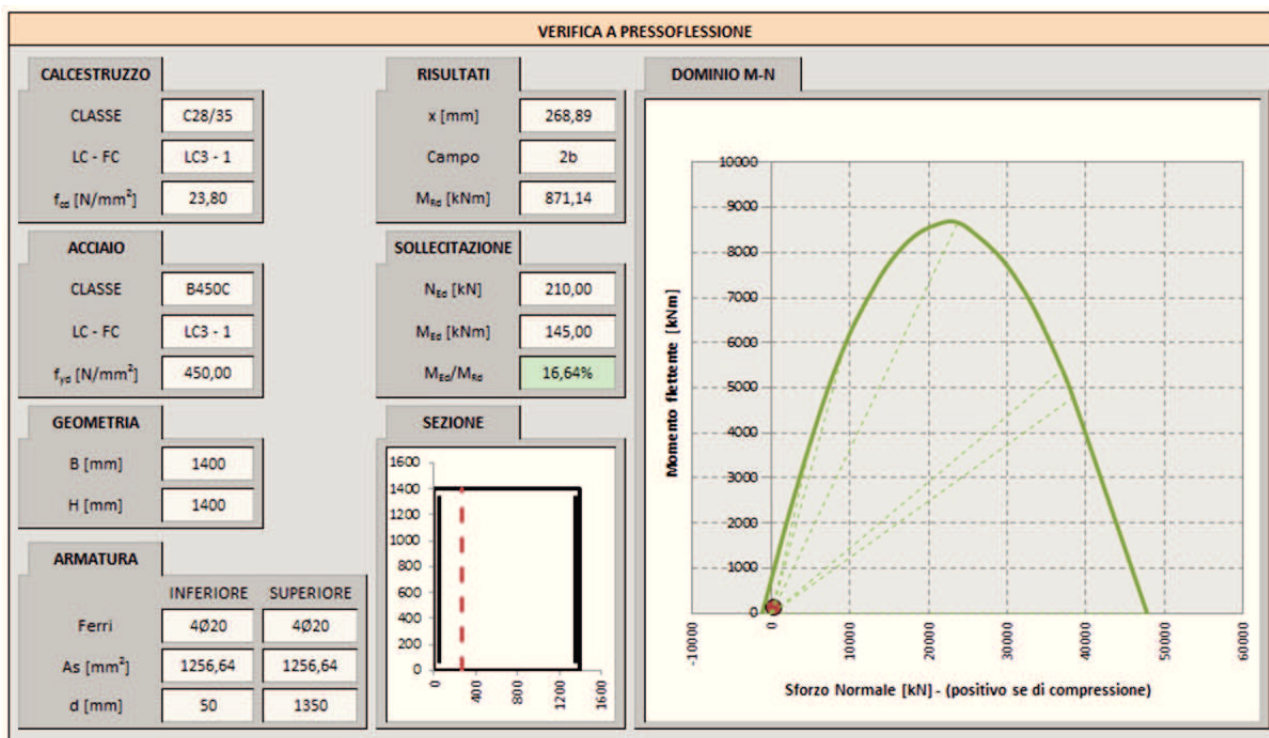
Verifiche a flessione e taglio per sollecitazioni in direzione trasversale ( $V_x$  e  $M_y$ )



VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,11
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1,00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	618,36
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	10166,51
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	618,36
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	13,26%



Verifiche a flessione e taglio per sollecitazioni in direzione longitudinale (Vy e Mx)



VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,11
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1,00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	618,36
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	10166,51
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	618,36
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	13,42%

## Verifiche a torsione e taglio

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1,00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	226
Passo delle staffe	$s$	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1,131
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1960000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	5600
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	350,00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	1102500
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	4200
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	2513
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	0,60
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	4591,91
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	1122,21
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	593,76
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	593,76
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	22,90%

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	10166,51
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	4591,91
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	4,11%