

TABELLA DELLE REVISIONI

REV.	DATA	PREPARATO DA	CONTROLLATO DA	APPROVATO DA	NOTE
REV. 0	15/10/2020	Martino Signorile	Matteo Moratti, MM	Gian Michele Calvi, GMC	

DESCRIZIONE DELLA REVISIONE:

REV. 0: Consegna del progetto definitivo in data 15/10/2020

PER APPROVAZIONE DEL CLIENTE: Arch. Mara Latini – Responsabile Unico del Procedimento

Copia controllata []

Distribuito a: Comune di Pavia

Nome file: 0882-DC-PE-RCS-R0_Relazione di calcolo strutturale

Il documento contiene informazioni di proprietà di studio Calvi s.r.l. che sono soggette a copyright. La riproduzione totale o parziale del documento senza autorizzazione è pertanto vietata

INDICE

1	PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO	4
2	ELENCO ELABORATI	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
4	SINTETICA DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	7
4.1	LOCALIZZAZIONE OPERA.....	7
4.2	DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO	7
5	MATERIALI	11
6	CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO.....	14
7	METODI DI CALCOLO.....	18
7.1	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	18
7.1.1	<i>Analisi strutturale mediante SAP2000</i>	<i>18</i>
8	ANALISI CONDOTTE.....	19
9	ANALISI DEI CARICHI STATICI.....	19
9.1	AZIONI DI CALCOLO PER GRAVITÀ.....	19
9.2	PESO PROPRIO.....	20
9.3	AZIONI PERMANENTI	20
9.4	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	21
9.5	AZIONI SU MARCIAPIEDE DI SERVIZIO	24
9.6	CARICHI DA NEVE	25
9.7	CARICHI SISMICI	26
10	COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI STATI	30
10.1	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	30
11	VERICHE STRUTTURALI	35
11.1	STRUTTURA A MENSOLA	35
11.1.1	<i>Modellazione.....</i>	<i>35</i>
11.1.2	<i>Sollecitazioni agenti mediante Section cut</i>	<i>36</i>
11.1.3	<i>Precompressione – calcolo massime tensioni.....</i>	<i>41</i>
11.1.4	<i>Precompressione – verifica stato limite ultimo</i>	<i>43</i>
11.2	STRUTTURA AD ARCO	48
11.3	STRUTTURA A CASSONE PRESSO ZONA RILEVATO	66

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

11.3.1	Muri laterali	67
11.3.2	Piastra di fondazione	70
11.4	PIASTRA LEVATOIA.....	71
11.4.1	Analisi e modellazione numerica	71
11.4.2	Verifica putrelle principali.....	73
11.4.3	Verifica putrelle secondarie	74
11.4.4	Verifica piastra superiore	75
11.4.5	Verifica deformabilità	75
11.4.6	Verifica cerniere cilindriche e piastre.....	76
11.4.7	Verifica sella di appoggio.....	78
11.4.8	Verifica becco di appoggio su sella	80
11.5	FONDAZIONI SU PALI.....	82
11.5.1	Calcolo portata pali	82
11.5.2	Verifica pali per struttura a mensola	89
11.5.3	Verifica pali per struttura ad arco.....	94
12	APPENDICE 1 – ANALISI MIDAS FEA NX+	96
13	APPENDICE 2 – VERIFICA PASSERELLA PEDONALE.....	105

1 PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento costituisce la Relazione specialistica delle strutture a corredo del progetto esecutivo strutturale per i lavori di realizzazione di un nuovo ponte di attraversamento del Naviglio Pavese ubicato alla fine di via Ghisoni.

Il Committente delle opere è il Comune di Pavia.

I tecnici incaricati della stesura e firma del presente documento sono il Prof. Ing. Gian Michele Calvi (iscrizione all'albo di Pavia al n. 1070) e l'Ing. Matteo Moratti (iscrizione all'albo di Genova al n. 7845) come coprogettista alle opere strutturali, per Studio Calvi S.r.l., con sede in via Boezio, n. 10 in Pavia.

Nel seguito si riportano la relazione illustrativa dei criteri e delle modalità di calcolo e i calcoli esecutivi delle strutture che consentono la definizione e il dimensionamento delle stesse in ogni loro aspetto generale e particolare, in modo da escludere la necessità di variazioni in corso di esecuzione.

La progettazione strutturale è svolta nel rispetto del Norme tecniche per le costruzioni di cui D.M. 17 Gennaio 2018 (NTC 2018).

Per quanto concerne gli aspetti geotecnici e geologici il progettista fa riferimento ai documenti redatti in data 28/1/2019 da FUSINA SRL di Monza su incarico del Comune di Pavia.

2ELENCO ELABORATI

Le valutazioni riportate di seguito sono da considerare con riferimento agli elaborati grafici predisposti a completamento del progetto in oggetto e di seguito elencati:

- S01 – Tavola d'assieme - Piante e sezioni
- S02 - Ponte ad arco in ca. Piante e sezioni - Armature e schemi di montaggio
- S03 - Fondazioni elemento ca a sbalzo. Armature e schemi di montaggio.
- S04 - Schemi di posa cavi di precompressione elemento ca a sbalzo.
- S05 - Schemi di montaggio conci prefabbricati in opera e getto di completamento.
- S06 - Casserature speciali per conci prefabbricati in opera
- S07 - Casserature speciali per arco gettato in opera
- S08 - Piastra metallica levatoia
- S09 - Passerella pedonale: fondazioni ed elementi metallici

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nel seguito si adotta come riferimento quanto disposto dalle seguenti normative nazionali:

- **Nuove Norme tecniche per le costruzioni:** D.M. del 17.1.2018 pubblicato su S.O. n. 8 alla G.U. 20 febbraio 2018, n.42;
- **Circolare delle norme tecniche per le costruzioni:** CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
- Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (19A00855) - (GU n.35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n. 5);
- **Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nella attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco:** D.M. 9 marzo 2007;
- **Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione:** D.M. 16 febbraio 2007.
- Prima applicazione del D.M 17.01.2018, riportante l'aggiornamento delle NTC, alle procedure autorizzative e di qualificazione del servizio tecnico centrale.

Per quanto non in contrasto con le precedenti normative si adotta inoltre quanto suggerito dalle seguenti norme volontarie:

- **UNI EN 1992-1-1:2005**, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1992-1-2:2005**, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- **Norma italiana UNI EN 206-1:** "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità", ottobre 2001;
- **UNI 11104:** "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1", marzo 2004.
- **UNI - EN 1090:** "Prodotti in carpenteria metallica".

4 SINTETICA DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

4.1 LOCALIZZAZIONE OPERA

Il nuovo ponte sostituisce quello esistente ad oggi dimesso perché pericolante.



Figura 1: Vista aerea ponte esistente

La struttura del nuovo ponte è tralata di circa 8 metri verso valle rispetto la posizione del ponte esistente in accordo con la nuova sistemazione stradale verso piazzale San Giuseppe.

4.2 DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO

Il ponte in progetto ha uno sviluppo complessivo di 45m a partire dal lato Questura verso il piazzale San Giuseppe. Al fine di consentire la futura navigabilità del canale Naviglio Pavese secondo i disposti del "Regolamento di gestione della polizia idraulica" (delibere di Comitato Esecutivo 5/12/2016 n.180 e approvazione on Giunta Regionale 19/12/2016 – n. X/6037) del Consorzio di Bonifica Est Ticino Villoresi si progetta una struttura del ponte in grado di:

- 1- garantire a ponte chiuso il passaggio di natante avente dimensione pari a $b \times h = 260 \times 250 \text{cm}$;
- 2- garantire a ponte aperto il passaggio di natante avente dimensione pari a $b \times h = 350 \times 300 \text{cm}$;
- 3- garantire lateralmente al canale sulla via Alzaia il passaggio pedonale con ingombro minimo di dimensione $b \times h = 200 \times 250 \text{cm}$ (anche nel rispetto delle NTC2018).

Il ponte ha struttura fissa in cemento armato ed una parte centrale levatoia in acciaio di lunghezza pari a circa 7.2 m in grado di ruotare attorno ad otto cerniere metalliche. Il sollevamento sul lato opposto è garantito da n.4 pistoni a vite ad azionamento elettrico: rotazione della piastra 11° circa.

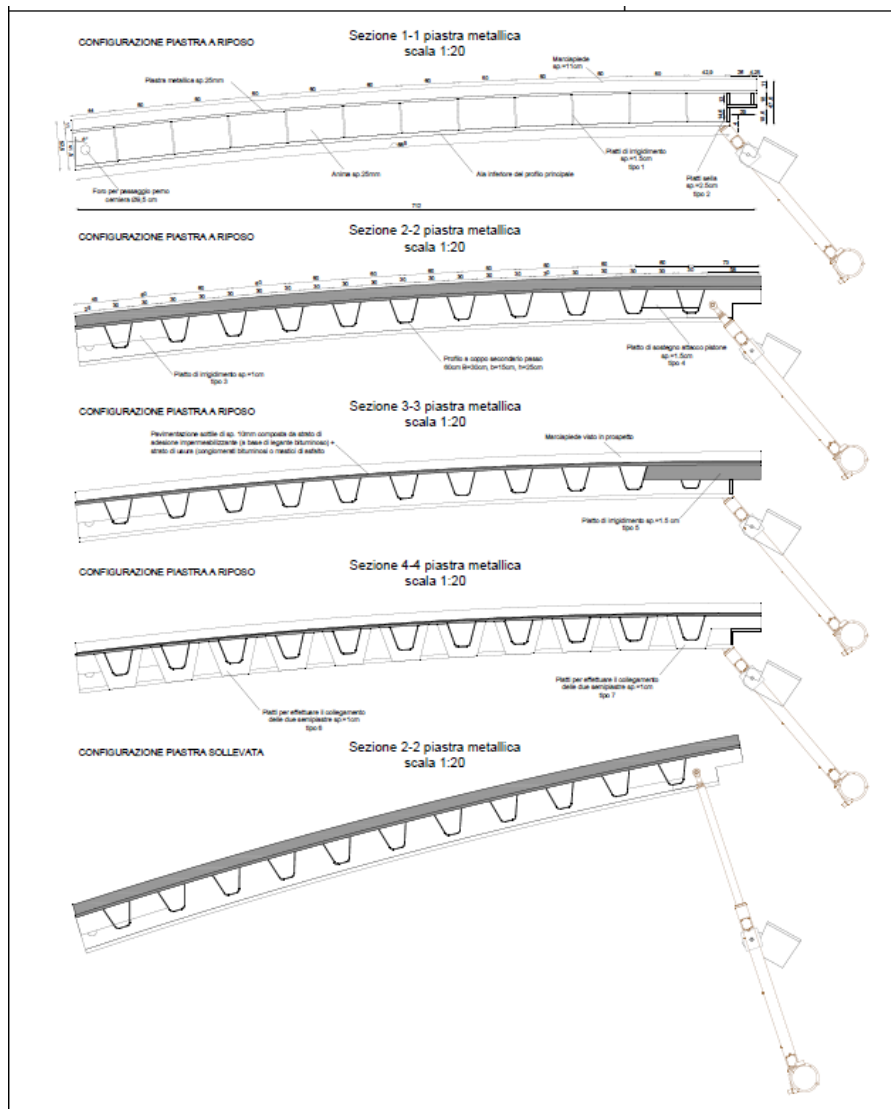
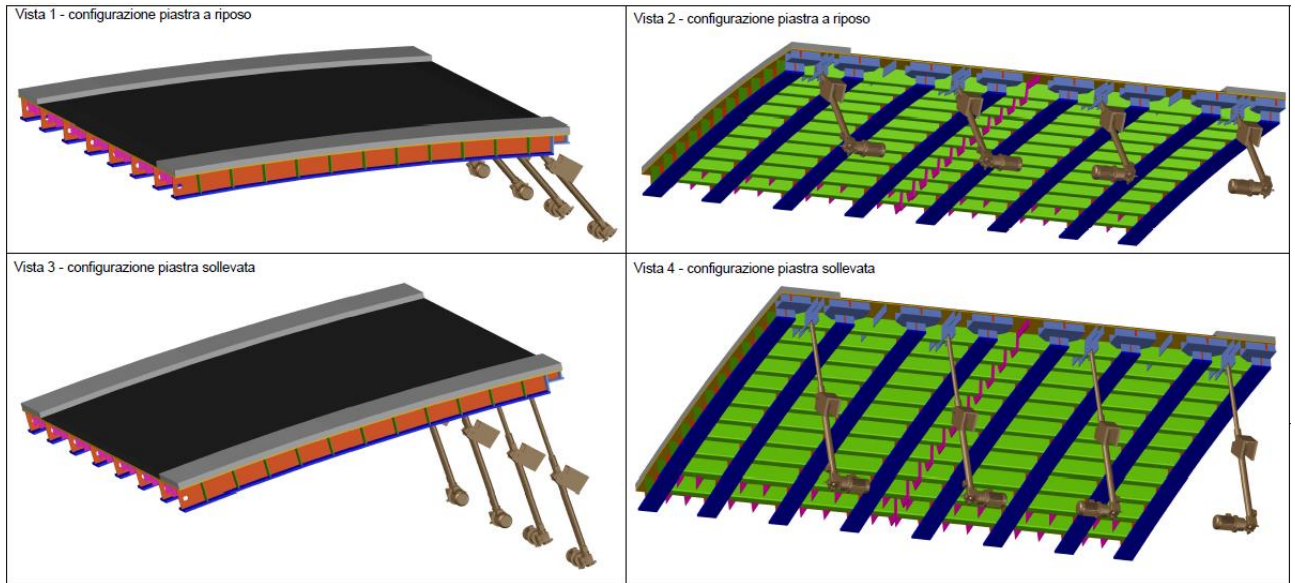


Figura 2: Schemi e sezioni piastra levatoia in acciaio

La parte fissa del ponte in cemento armato è così composta:

- 1) sul lato della Questura si realizza un elemento a sbalzo di lunghezza pari a circa 6.2 m ad altezza variabile

da 118cm a 32cm in testa: l'intradosso ha una tipica forma ad arco ribassato. Si progetta un elemento composto da tre conci prefabbricati in opera mediante casserature speciali. I conci comprendono anche la parte retrostante dello sbalzo (fondazione) a forma di trapezio. Gli elementi prefabbricati si appoggiano su una piastra di fondazione gettata in opera che collega due file di pali trivellati realizzati con tecnica CFA. I pali adiacenti all'argine (filo 2) sono soggetti a compressione mentre quelli sull'altra fila sono soggetti a trazione ogni qualvolta il ponte è caricato dai veicoli. Per tale motivo i pali tesi sul filo 1 sono post compressi mediante la predisposizione di una barra filettata ad alta resistenza simile a Dywidag WR47 da tesare dopo il posizionamento (forza di post tensione prevista pari ad $N=1400KN$). La barra deve attraversare i conci prefabbricati e trovare riscontro sull'estradosso delle fondazioni mediante un sistema di piastre metalliche.

I pali hanno un diametro ed una lunghezza pari rispettivamente a 0.8m e 15m. Ogni fila è composta da 7 pali tra loro distanziati 1.75-1.85-2.0m: le due file di pali hanno interasse pari a 3.5m.

Successivamente al posizionamento dei tre conci mediante un autogru con portata superiore a 100 ton si provvede al completamento della struttura mediante getti integrativi armati secondo le specifiche di progetto riportate negli elaborati grafici. Inoltre si post tendono sia sullo sbalzo sia sulla fondazione barre filettate ad alta resistenza disposte in senso trasversale al fine di migliorare l'impacchettamento dei conci prefabbricati. In testa ai conci si predispongono n.8 cerniere cilindriche in acciaio per il fissaggio della piastra levatoia in acciaio. L'armatura della struttura è composta da barre B450C e n.29 cavi scorrevoli a 7 trefoli in acciaio armonico ad alta resistenza da post tendere al termine dei getti integrativi.

2) verso il piazzale S. Giuseppe si realizza un arco in cemento armato con barre sfuse. La spinta dell'arco è eliminata con una piastra di base in calcestruzzo armato di spessore 30cm. Le strutture dell'arco sono in appoggio su dieci pali dello stesso tipo come descritto come al punto precedente ma di lunghezza 14m. Proseguendo verso via Ghisoni la strada è in rivelato mediante struttura in cemento armato con forma a cassone.

3) La piastra levatoia in acciaio è così composta:

- 1) piastra superiore in acciaio sp. 25mm;
- 2) nervature principali nella direzione longitudinale del ponte con passo pari a 133cm mentre sul lato del marciapiede il passo è 110cm. Le nervature hanno un'anima di spessore 25mm ed un'ala inferiore di dimensione $b \times h = 350 \times 35$ mm;
- 3) nervature trasversali a forma di coppo con base maggiore e minore pari rispettivamente a 300mm e 150mm: spessore 6-8mm.

La piastra è un elemento monolitico saldato in officina. Le estremità della piastra sono irrigidite con piastre.

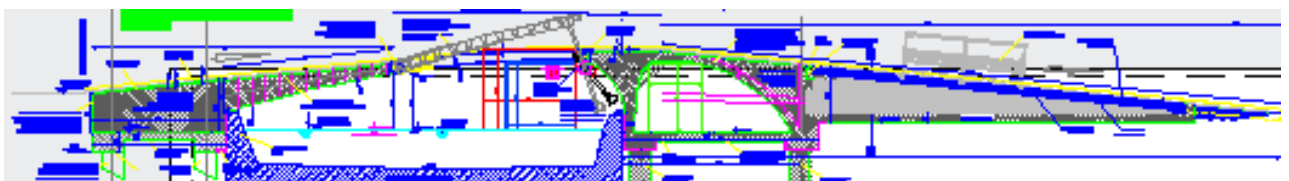


Figura 3: Sezione del ponte sv.45m circa

La dimensione trasversale del ponte è 9.2m: la sede stradale ha un ingombro di 7m mentre i marciapiedi hanno

dimensione pari ad 1.1m. I marciapiedi sono utilizzati per la sola manutenzione del ponte e non per il regolare passaggio pedonale.

La sede stradale è protetta con barriere bordo ponte di classe H2 (classe minima). E' onere dell'Appaltatore incaricare un tecnico abilitato per la verifica dinamica della barriera soggetta all'urto dei veicoli previsti della prova di omologazione. Come prescritto in progetto i valori di momento e taglio agenti alla base delle colonne dovrà essere trasmesso alla Direzione Lavori ed al Progettista per le opportune verifiche del marciapiede. Si impone un limite di velocità pari a 30 Km/h ed angolo di impatto di 20°.

Sul filo esterno del marciapiede si predispose un parapetto in acciaio composto da montanti ed interposto grigliato.

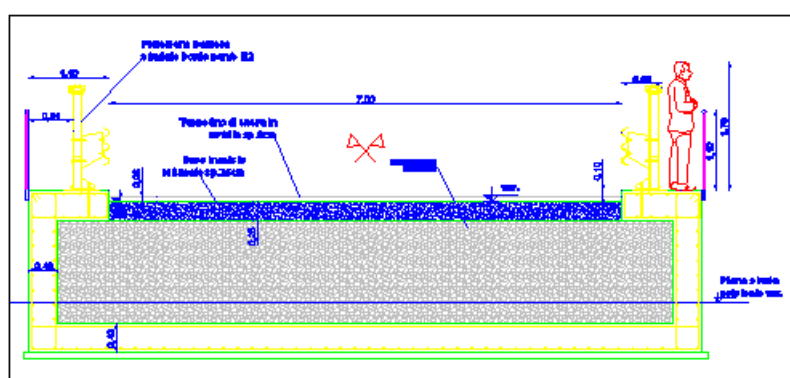


Figura 4: Sezione tipologica rilevato verso piazza S. Giuseppe

5 MATERIALI

Le nuove strutture sono realizzate con i seguenti materiali.

Calcestruzzo

Elementi strutturali	pali, piastra/trave di collegamento pali e fondazioni e muri contro terra
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 \cdot 30 = 24.9 \text{ MPa}$
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Modulo elastico (Ecm)	31447.1 MPa
Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di progetto a compressione (lunga durata)	$f_{cd} = (0.85 \cdot 0.83 \cdot 30) / 1.5 = 14.1 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC2 (fondazioni)
Elementi strutturali	Strutture in elevazione arco e blocco fondazione + mensola lato questura
Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 \cdot 45 = 37.35 \text{ MPa}$
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Modulo elastico (Ecm)	34625.5 MPa
Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di progetto a compressione (lunga durata)	$f_{cd} = (0.85 \cdot 0.83 \cdot 45) / 1.5 = 31.75 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC4 - XF4
Lavorabilità per elementi prefabbricati in opera	SCC (autocompattante)
Lavorabilità per elementi gettati in opera	S4

Acciaio per c.a.

Denominazione	B450C
Legge costitutiva	bilineare
Allungamento ultimo di progetto	1.00 %

Resistenza allo snervamento	$f_y = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_t = 540 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$

Acciaio per carpenteria

Classe	S355 J2 (strutture in esterno fino -20°)
Allungamento ultimo di progetto	1.00 %
Resistenza allo snervamento	$f_y = 355 \text{ MPa}$ per $t < 40 \text{ mm}$
Resistenza a rottura	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ per $t < 40 \text{ mm}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.05$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 334.9 \text{ Mpa}$

Trattamento acciaio da carpenteria

Classe corrosività atmosferica	C5
Ciclo di verniciatura equivalente a quello indicato sotto:	
CICLO C5 MEDIO HEMPEL DURABILITA' 15 ANNI GARANTITA DAL FORNITORE.	
Fasi:	
- Ciclo di sabbiatura metallica	
- Applicazione primer Hempaprime multi 500 grey sp. 160mm	
- Applicazione finitura Hempthane 55250 Fadt Dry sp 80mm	

Barre filettate

Classe	8.8
Denominazione dado	8 (alta resistenza)
Allungamento ultimo di progetto	1.00 %
Resistenza allo snervamento	$f_{yb} = 649 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.25$ (giunzioni)

Barre filettate equivalenti a Dywidag per post tensione

Mechanical characteristics

Nominal diameter	0.1% - proof stress	Tensile strength	Characteristic		
			0.1% - proof force	Maximum force	
∅	$R_{p0.1}$ $f_{p0.1}$	R_m f_{pk}	$F_{p0.1}$	F_{pk}	
mm	N/mm ²	N/mm	kN	kN	
WR	17.5	1050	230	255	
	26.5		525	580	
WR WS	32		950	760	845
	36		950	960	1070
WR	40		950	1190	1320
	47		950	1650	1820

Cavi multitrefolo post tesi scorrevoli (equivalenti a sistema Dywidag - richiesta approvazione della DL per prodotti similari)

Sistema di post tensione realizzato con cavi 7 trefoli certificati ETA

Sezione trefolo 0.6" - sezione resistente 150mmq

Classe acciaio 1670/1860 MPa:

- carico di snervamento nominale 250.5 KN

- carico di rottura nominale 279 KN.

Da NTC2018 risulta un carico massimo di tipo pari a $P=221.7$ KN

La distanza dei trefoli prevista in progetto è compatibile con sistema certificato Dywidag.

Armatura di frettaggio desumibile da certificazione Dywidag

Sistema di ancoraggio mobile e fisso MGS e MGF desumibile da

certificato Dywidag (rispettare schede del produttore per posa in opera).

In fase di tiro è richiesto rapporto di tesatura da ditta certificata.

Saldature

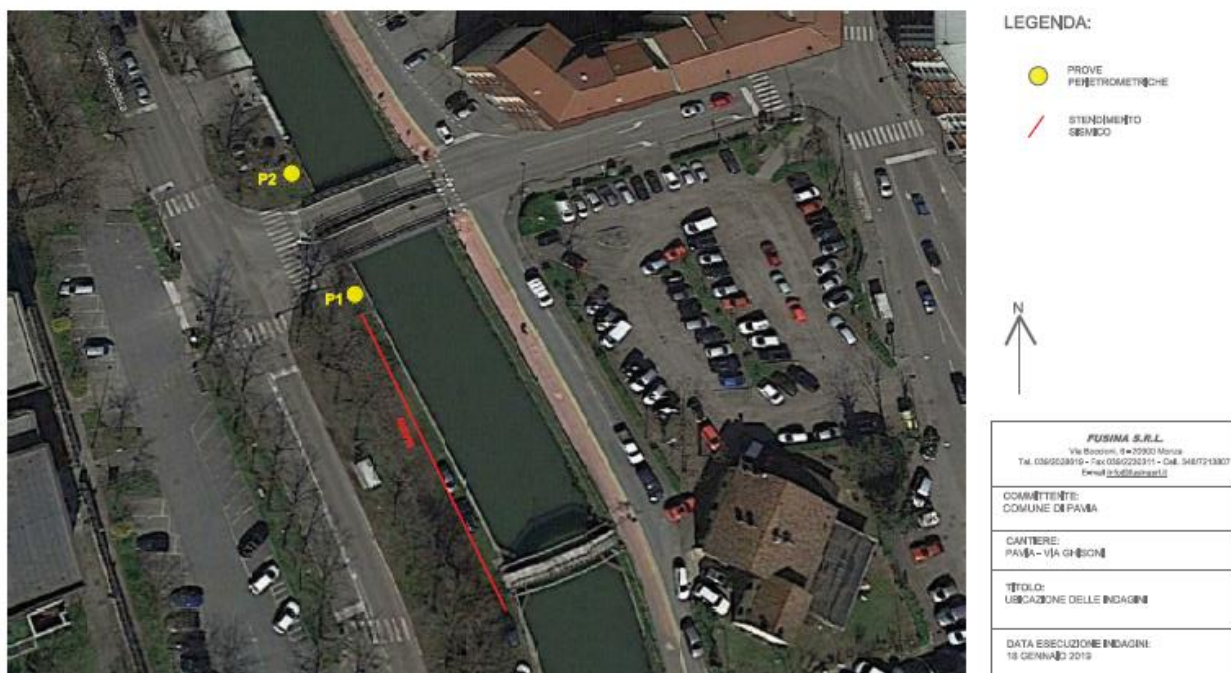
Saldature per profili metallici eseguite da saldatore patentato secondo D.M. 17 gennaio 2018. Saldature a cordone d'angolo con $a = 0.7 \times$ spessore minimo da unire.

La piastra levatoia è un elemento monolitico con saldature a completa penetrazione.

6 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

Per la caratterizzazione del terreno si esamina la recente relazione geologia e geotecnica redatta dal Geol. Fabio Fusina della ditta FUSINA srl. L'incarico per la redazione delle indagini geognostiche sono state commissionate dal Comune di Pavia in supporto all'intervento di risanamento conservativo dei ponti Bailey sul Naviglio Pavese tra via Ghisoni e viale Repubblica a Pavia.

Sono state eseguite due prove penetrometriche dinamiche continue SCPT e una prova sismica MASW in data 18 gennaio 2018. Le interpretazioni delle indagini sono finalizzate alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione.



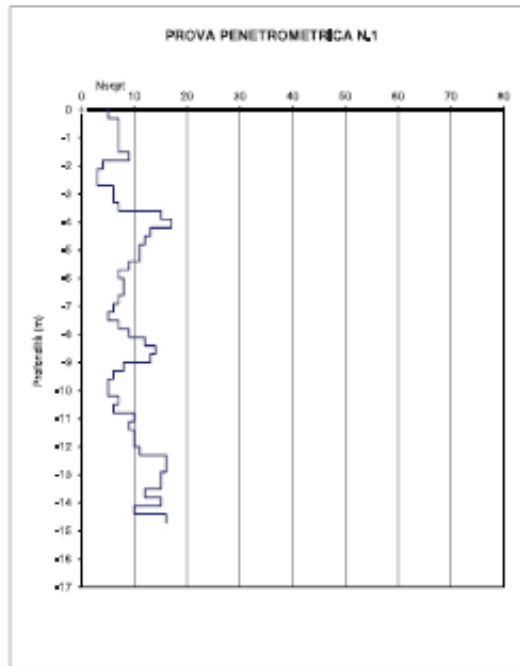
Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche è stato rilevato il livello di falda freatica alla profondità di 8m dal piano campagna.

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - PROGETTO ESECUTIVO
 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

COMMITTENTE: COMUNE DI PAVIA
 PAVIA - VIA GHISONI
 PROFONDITÀ DELLA FALDA: 8 METRI DA PIANO CAMPAGNA
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE: 18/01/2019

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A_{2.1})

Profondità	RP	RL	Profondità	RP	RL
0	5		7		
	7		9		
	7		12		
	7		14		
+1,5	7		+9	13	
	9			8	
	4			6	
	3			5	
	3			5	
+3	6		+10,5	7	
	6			6	
	7			10	
	15			9	
	17			10	
+4,5	13		-12	10	
	12			11	
	11			16	
	11			18	
	9			15	
+6	7		+13,5	15	
	8			12	
	8			15	
	7			10	
	6			16	
+7,5	5		-15	16	

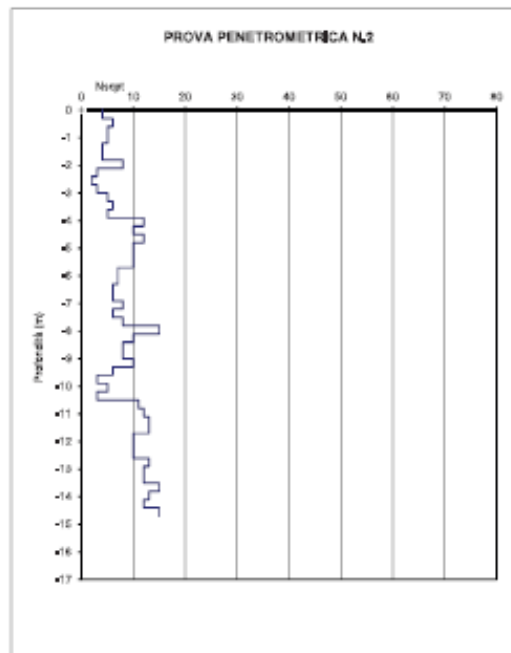


FUSINA S.R.L.
 Via Secciani, 8 - 20052 Monza
 tel. 039/2028519

COMMITTENTE: COMUNE DI PAVIA
 PAVIA - VIA GHISONI
 PROFONDITÀ DELLA FALDA: 8 METRI DA PIANO CAMPAGNA
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE: 18/01/2019

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A_{2.1})

Profondità	RP	RL	Profondità	RP	RL
0	4		8		
	6		15		
	5		10		
	5		8		
+1,5	4		+9	8	
	4			10	
	8			6	
	3			3	
	2			5	
+3	3		+10,5	3	
	5			11	
	6			12	
	5			13	
	12			13	
+4,5	10		-12	10	
	12			10	
	10			10	
	10			13	
	10			12	
+6	7		+13,5	12	
	7			15	
	6			13	
	6			12	
	8			15	
+7,5	6		-15	15	



FUSINA S.R.L.
 Via Secciani, 8 - 20052 Monza
 tel. 039/2028519

Sono state quindi riconosciute quattro unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Da piano campagna a – 3,5/4 metri**
 $N_{SPT} = 6$
 $\Phi = 27^\circ$
 $\gamma = 1700 \text{ daN/m}^3$
 $D_r = 22 \%$
- **Da – 3,5/4 metri a – 5,5 metri**
 $N_{SPT} = 15$
 $\Phi = 31^\circ$
 $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$
 $D_r = 45 \%$
- **Da – 5,5 metri a – 10,5 metri**
 $N_{SPT} = 11$
 $\Phi = 30^\circ$
 $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$
 $D_r = 35 \%$
- **Da – 10,5 metri a – 15 metri**
 $N_{SPT} = 19$
 $\Phi = 33^\circ$
 $\gamma = 1900 \text{ daN/m}^3$
 $D_r = 50 \%$

N.B.: N_{SPT} = numero colpi/30 cm;
 Φ = angolo di attrito del materiale;
 γ = peso di volume;
 D_r = densità relativa.

Di seguito si riporta la rappresentazione grafica dei terreni attraversati.

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

	Profondità ml.	Spessore ml.	Carattere Ø	Rivestimento	Litologia	Descrizione litologica	% carovaglio	reg. livello bita	ml.	Peso di volume
0,50										
1,00										
1,50		2,67				LIMO SABBIOSO				1700 daN/mc
2,00										
2,50	2,67									
3,00										
3,50		1,33				LIMO SABBIOSO				1700 daN/mc
4,00	4,00									
4,50										
5,00		1,50				SABBIA CON GHIAIA				1800 daN/mc
5,50	5,50									
6,00										
6,50										
7,00		2,50				SABBIA CON GHIAIA IN MATRICE LIMOSA				1800 daN/mc
7,50										
8,00	8,00								8,0	
8,50										
9,00										
9,50		2,50				SABBIA CON GHIAIA IN MATRICE LIMOSA				800 daN/mc
10,00										
10,50	10,50									
11,00										
11,50										
12,00										
12,50										
13,00		4,50				SABBIA E GHIAIA				900 daN/mc
13,50										
14,00										
14,50										
15,00	15,00									

La prova MASW si è eseguita su un tratto di terreno sul lato del canale Naviglio.

L'indagine sismica ha determinato una $V_{seq}=344$ m/sec che in base alla normativa classifica il terreno nella categoria sismica di sottosuolo C.

Dalla relazione geotecnica di escludono fenomeni di liquefazione.

7 METODI DI CALCOLO

Le sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali sono state ricavate da una serie di analisi condotte secondo il metodo degli elementi finiti. I risultati sono stati validati mediante i tradizionali metodi della Scienza delle Costruzioni. I risultati sono ottenuti implementando modelli tridimensionali delle strutture mediante l'ausilio del codice ad elementi finiti. Le verifiche sono state condotte secondo la teoria degli Stati Limite.

7.1 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le strutture in oggetto sono state verificate avvalendosi dei seguenti programmi di calcolo:

- SAP2000 per analisi lineari su strutture indipendenti
- Gelfi per verifica di sezioni in cemento armato

7.1.1 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE SAP2000

Le analisi sono state condotte attraverso il software di calcolo SAP2000 prodotto dalla Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, USA. Tale programma permette l'analisi ad elementi finiti di strutture attraverso l'analisi statica lineare e non lineare, dinamica lineare e non lineare e di tipo P-delta. Il software consente l'utilizzo di spettri di risposta o accelerogrammi, l'inserimento di carichi mobili con il calcolo delle linee di influenza, la modellazione di elementi frame, shell, plane, solid, link. Al fine di controllare i risultati, a corredo del codice di calcolo sono disponibili manuali d'uso sia in forma cartacea che su supporto informatico, in cui è indicata la teoria di base di tutte le procedure implementate dal codice. Maggiori informazioni sono reperibili al sito web www.csi-italia.eu/software/sap2000/.

Per i dati di sollecitazione ottenuti dal programma SAP si utilizza la stessa convenzione adottata dal programma di calcolo (come indicato nella figura successiva).

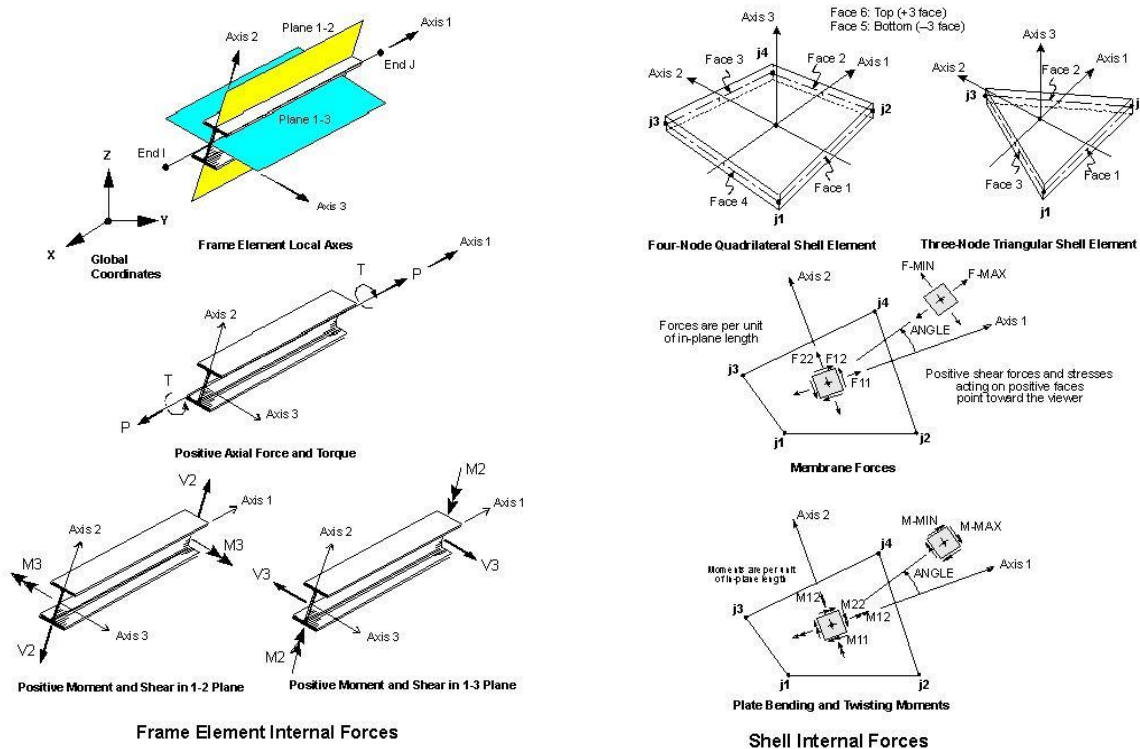


Figura 5. Convenzione segni per frame e shell (SAP2000)

8 ANALISI CONDOTTE

Per la progettazione strutturale si sono elaborati modelli numerici delle seguenti strutture:

- struttura a mensola incastrata a spessore variabile sul lato della questura;
- struttura arco in cemento armato verso il piazzale S. Giuseppe – analisi su striscia unitaria;
- piastra levatoia in acciaio ad alta resistenza.

Le modellazioni sono eseguite mediante in codice agli elementi finiti SAP 2000 in regime di comportamento elastico lineare.

Inoltre, si analizza un modello agli elementi finiti solidi (MiDAS FEA NX+) per un controllo dello stato di sforzo in condizioni di esercizio nella mensola in cemento armato sottoposta alla compressione dei cavi scorrevoli. Si rimanda all'appendice 1 per maggiori dettagli.

Le analisi relative alla piastra levatoia sono state condotte attraverso il software di calcolo STKO prodotto da ASDEA Software Technology, Pescara, Italia (Petracca, M., Candeloro, F., & Camata, G. (2017)). STKO (Scientific ToolKit for OpenSees) è un pre- e post- processore del software OpenSees, che consiste in un programma "open-source" agli elementi finiti sviluppato presso l'Università di Berkeley ed impiegato nell'ambito dell'ingegneria sismica per la simulazione della risposta non lineare di sistemi strutturali e geotecnici (<http://opensees.berkeley.edu/>). La peculiarità di tale software è quella di non possedere un'interfaccia grafica; STKO ne semplifica l'uso, poiché possiede un'interfaccia semplice da utilizzare sia per la realizzazione del modello, mediante un modellatore di disegno avanzato 3D, sia per il post – processamento dei risultati.

Il software permette la modellazione di elementi frame, shell, solid, tra i più comuni, e di effettuare analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari.

9 ANALISI DEI CARICHI STATICI

9.1 AZIONI DI CALCOLO PER GRAVITÀ

Nel seguito è riportata la classificazione delle azioni sulle strutture secondo la variazione della loro intensità nel tempo prevista dal D.M. del 17 gennaio 2018 (§2.5.1.3):

PERMANENTI (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

VARIABILI (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;

- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

ECCEZIONALI (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

SISMICHE (E): azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

9.2 PESO PROPRIO

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali è stato valutato assumendo per il calcestruzzo un peso specifico pari a $Y_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Avendo assegnato a ciascun elemento che compone la struttura la sua reale sezione trasversale, la valutazione di tale azione viene condotta in modo automatico dal codice di calcolo utilizzato per le analisi.

La piastra mobile è in acciaio con peso specifico pari a $Y_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$. Si stima un peso uniforme ed uniforme della piastra pari a circa $q=4.5 \text{ KN/mq}$.

9.3 AZIONI PERMANENTI

Nella definizione dei carichi permanenti di natura non strutturale sono stati considerati i seguenti contributi:

- Pavimentazione stradale: è stato considerato un carico uniformemente distribuito su tutta la superficie interna ai cordoli di 1.2 kN/m^2 ; il carico descritto corrisponde ad uno spessore medio di pavimentazione di 6 cm, considerando un peso specifico del conglomerato bituminoso di $Y_p = 20 \text{ kN/m}^3$ infatti

$$t_p \cdot Y_p = 0.06 \cdot 20 = 1.2 \text{ kN/m}^2.$$

Per la piastra levatoia si considera un asfalto speciale a basso spessore (max 2cm) con peso distribuito pari a 0.5 KN/mq .

- Marciapiede: i marciapiedi di servizio sono gettati in opera solidalmente alla soletta. Non si prevedono finiture sopra il marciapiede per le parti di ponte in calcestruzzo. Per la piastra levatoia si considera il peso di un marciapiede riportato in cls pertanto al modello di applica un carico distribuito $q=3 \text{ KN/mq}$;
- Barriere di sicurezza: è stato assunto un valore di 1.4 kN/m su ciascun lato della carreggiata in modo da prendere in considerazione tanto la barriera stradale (0.8 kN/m), quanto il parapetto laterale che delimita lo spazio pedonale (0.6 kN/m).

Si precisa che tutti i carichi permanenti relativi a cordoli, barriere di sicurezza e pavimentazione marciapiedi,

sono stati applicati sul modello di calcolo, in modo conservativo, attraverso un'azione uniformemente distribuita in corrispondenza dei due cordoli laterali.

9.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Le azioni variabili da traffico sono state valutate conformemente al paragrafo 5.1.3.3 delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Nelle condizioni attuali la larghezza della carreggiata utile risulta pari a 7 m delimitata lateralmente dai due marciapiedi che ospitano le barriere. In queste condizioni la larghezza della carreggiata, è in grado di ospitare complessivamente 2 corsie convenzionali larghe 3.0 m ed una parte rimanente larga 1.0 m. Per ogni singola verifica il numero di corsie convenzionali da considerare caricate, la loro disposizione longitudinale e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia n.1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia n.2.

Per le verifiche globali si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1 delle Norme Tecniche, considerando carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}) e carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}). I valori assunti dai carichi (comprensivi degli effetti dinamici) per le diverse corsie e le caratteristiche geometriche delle impronte di pneumatico sono riportati nella figura seguente.

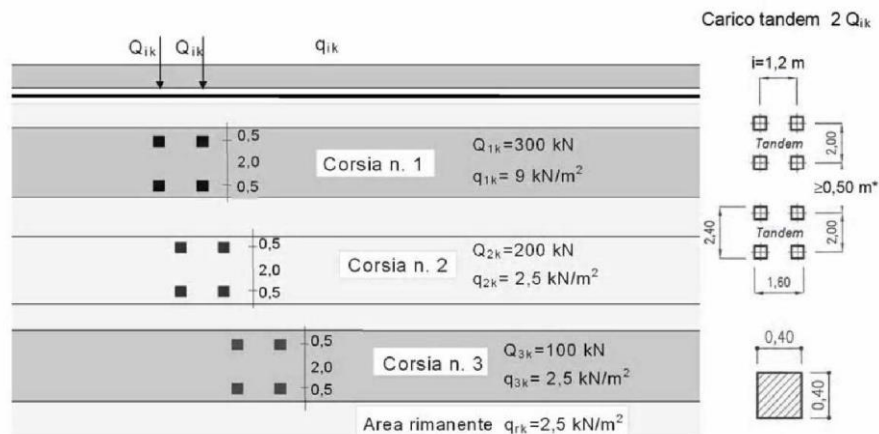


Figura 6. Carico tipo 1 da traffico (verifiche globali)

Per le verifiche locali della soletta sono stati presi in considerazione sia lo Schema di Carico 1, con ruote da 150 kN su impronta quadrata 40x40 cm, sia lo Schema di Carico 2, con ruote da 200 kN su impronta rettangolare 60x35 cm. Per ogni singola verifica la disposizione degli assiali sulla carreggiata viene scelto in modo che l'effetto della disposizione dei carichi risulti il più sfavorevole. Si osserva che, per lo Schema di Carico 2, qualora risulti più gravoso ai fini delle analisi viene considerato il carico relativo ad un'unica ruota.

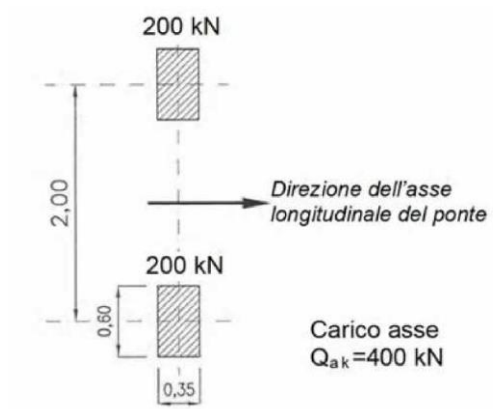
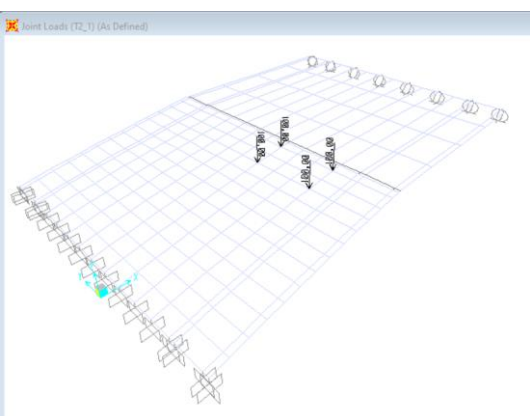
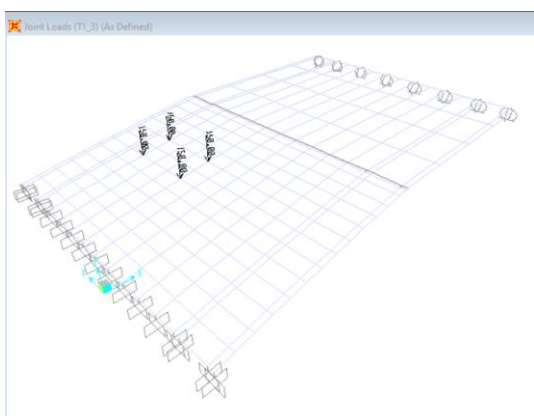
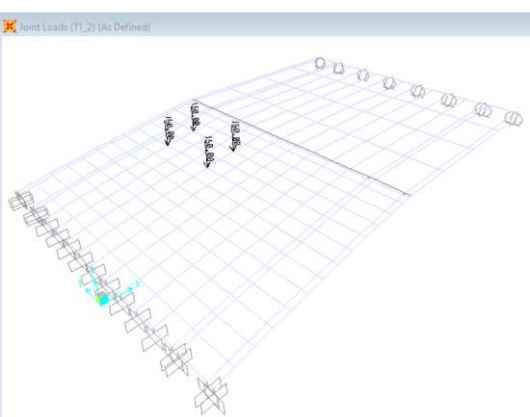
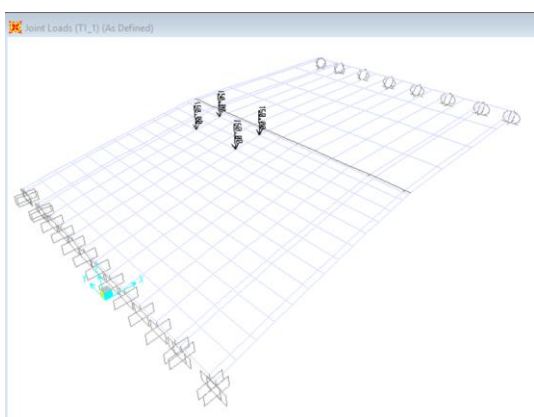
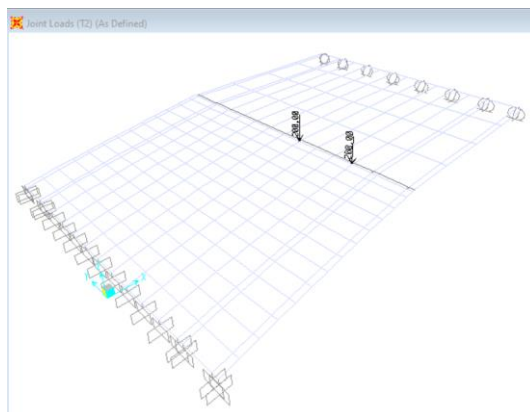
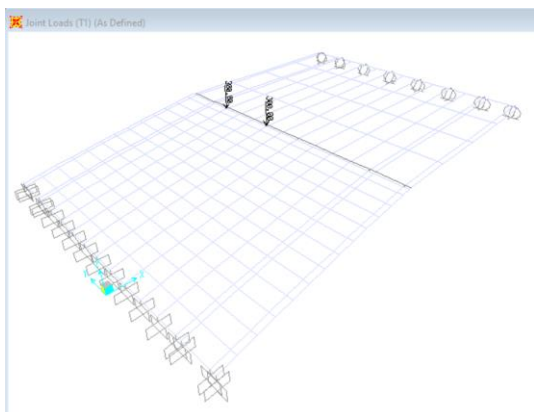


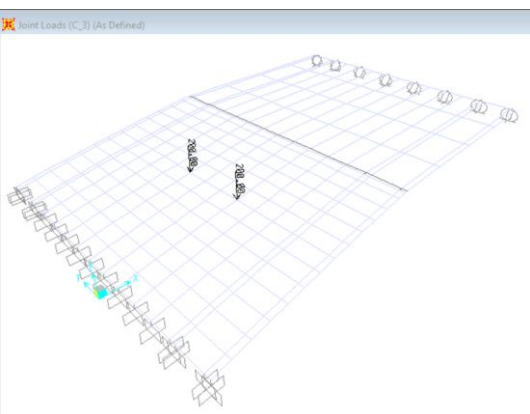
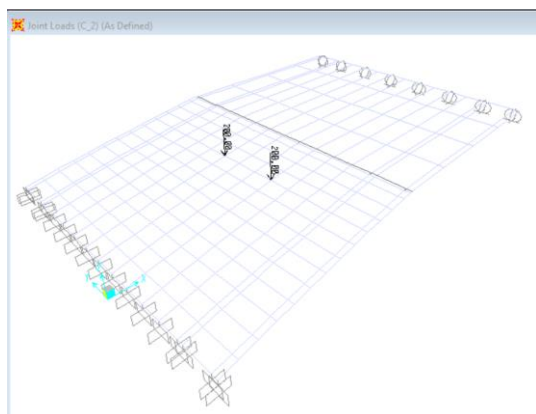
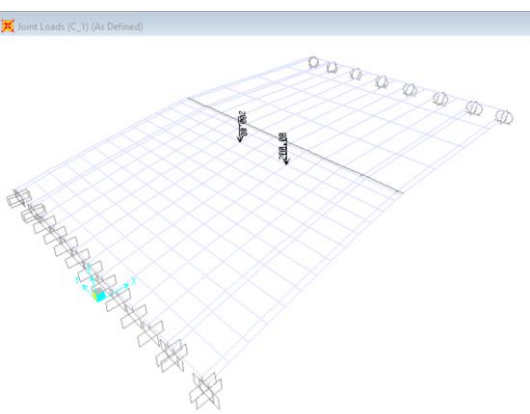
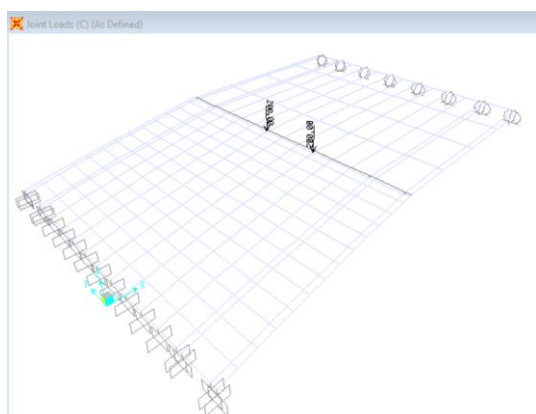
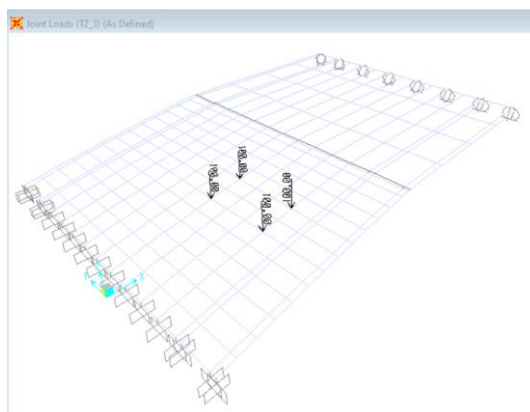
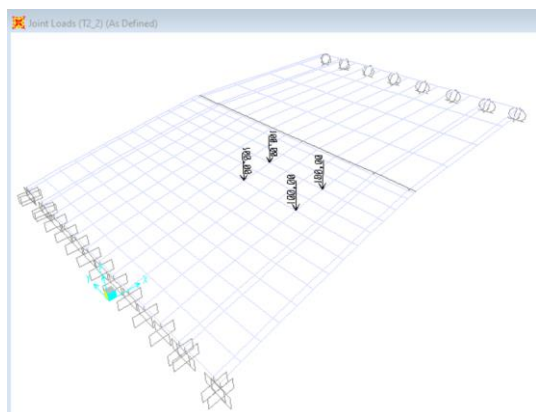
Figura 7. Carico tipo 2

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

La posizione e la distribuzione longitudinale del carico (con sua eventuale segmentazione) vengono valutate in modo automatico dal software di calcolo impiegato facendo riferimento alle linee di influenza del carico per l'individuazione delle sollecitazioni sui differenti elementi del modello.

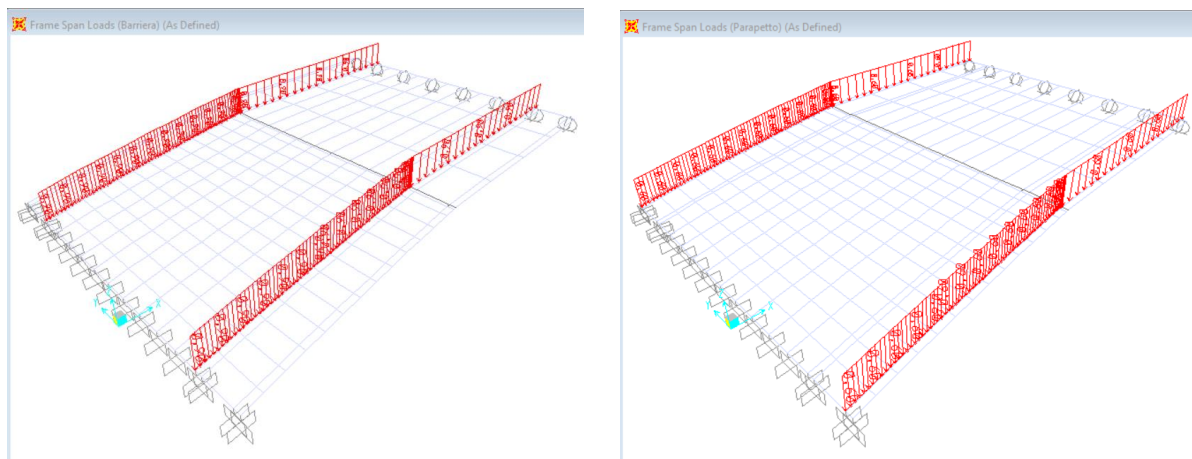
Per la struttura a mensola si riportano le schermate dei carichi puntuali che simulano il tandem (schema di carico 1)





9.5 AZIONI SU MARCIAPIEDE DI SERVIZIO

Vista la sagoma della sezione stradale e la presenza ai lati della stessa di due marciapiedi di servizio di larghezza lorda di 1.1 m, è stato considerato su questa area la possibilità di realizzarsi di un'azione da folla, descritta con un carico uniformemente distribuito di 5.00 kN/m² sull'intera lunghezza e sulla larghezza convenzionale lorda dell'area di marciapiede.



9.6 CARICHI DA NEVE

La determinazione del carico da neve si ricava in funzione delle prescrizioni riportate al §3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018).

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

Il carico da neve si ricava dalla seguente espressione:

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

Si considera la zona 1 - Mediterranea (verde nella figura seguente) con un'altitudine sul livello del mare inferiore a 200 m; si ottiene quindi un valore di riferimento del carico della neve al suolo pari a

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

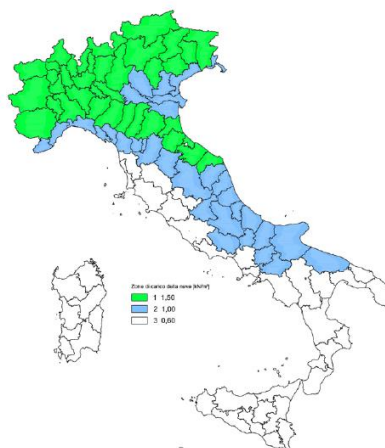


Figura 8. Mappatura

Il coefficiente di esposizione si assume pari a $C_E = 1$.

Il coefficiente termico C_t è posto uguale ad 1.

Si considera un carico da neve pari a $q_s = 0.8 \cdot 1.5 = 1.2 \text{ kN/m}^2$ (neve su piano orizzontale).

9.7 CARICHI SISMICI

Il comune di Pavia ricade in zona sismica 3 in base alla nuova classificazione sismica della Regione Lombardia. Dalla relazione geotecnica si evince un sottosuolo di tipo C.

La vita nominale dell'opera strutturale rappresenta il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata; tenendo conto che si tratta di un'opera ordinaria, la costruzione appartiene al tipo 2 per il quale è proposta $V_N \geq 50$ (tabella 2.4.I delle NTC).

In presenza di azione sismica le costruzioni sono suddivise in classi d'uso in base alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso; in questo caso si considera la classe d'uso III. A questa classe corrisponde il coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Dai dati sopra citati, si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni che corrisponde ad un periodo di ritorno pari a $T_R = 712$ anni (probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

Si assume un fattore di struttura $q=1.0$.

Parametri dello spettro di risposta

Considerando lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), l'interpolazione dei parametri relativi alla pericolosità sismica sul reticolo di riferimento dell'allegato B del D.M. del 17 gennaio 2018 definisce i seguenti valori:

$a_g = 0,082 \text{ g}$ accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0 = 2,503$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^* = 0,283 \text{ s}$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Da questi si ottengono il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1,500$, il coefficiente in funzione della categoria del sottosuolo $C_s = 1.592$ e il coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$.

Spettro in accelerazione orizzontale di progetto allo Stato Limite Ultimo

Lo spettro di progetto è stato desunto dalle normative assunte a base dei calcoli e la sua corrispettiva espressione analitica risulta:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot F_0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali per l'edificio di progetto sono stati assunti:

T è il periodo proprio della struttura espresso in secondi;

$a_g = 0,082 \text{ g}$ è l'accelerazione orizzontale massima;

$S = S_S \times S_T$ è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$\eta = \frac{1}{q} =$$

$F_0 = 2,503$ è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C = C_C \times T_C^* = 0,451 \text{ s}$ è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

$T_B = \frac{T_C}{3} = 0,150 \text{ s}$ è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;

$T_D = 4,0 \times \frac{a_g}{g} + 1,6 = 1,928 \text{ s}$ è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

I valori numerici relativi agli spettri di progetto considerati sono riassunti nel grafico seguente:

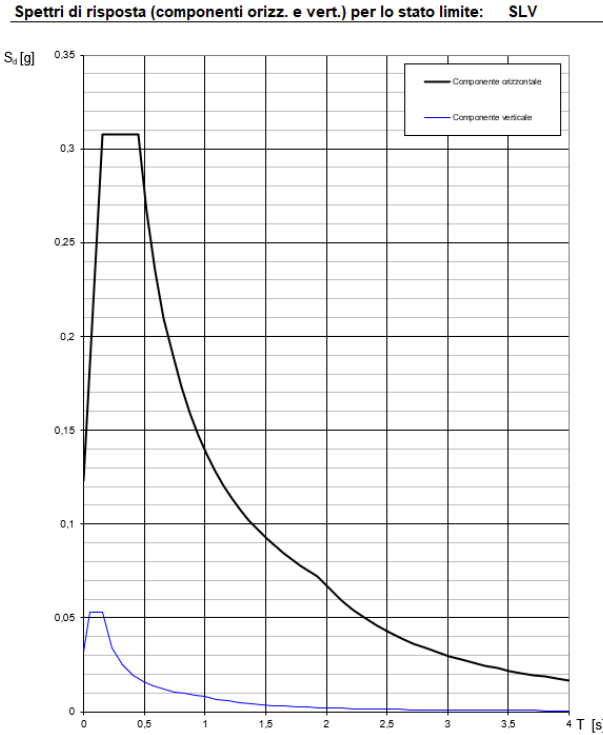


Figura 9. Spettro di progetto SLV q=1 (orizzontale e verticale)

Spettro in accelerazione orizzontale di progetto allo Stato Limite Danno

Lo spettro di progetto è stato desunto dalle normative assunte a base dei calcoli e la sua corrispettiva espressione analitica risulta:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot F_0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali per l'edificio di progetto sono stati assunti:

T è il periodo proprio della struttura espresso in secondi;

$a_g = 0,034 \text{ g}$ è l'accelerazione orizzontale massima;

$S = S_S \times S_T$ è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$\eta = \frac{1}{q} =$$

$F_0 = 2,543$ è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C = C_C \times T_C^* = 0,383 \text{ s}$ è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

$T_B = \frac{T_C}{3} = 0,128 \text{ s}$ è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;

$T_D = 4,0 \times \frac{a_g}{g} + 1,6 = 1,736 \text{ s}$ è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

I valori numerici relativi agli spettri di progetto considerati sono riassunti nel grafico seguente.

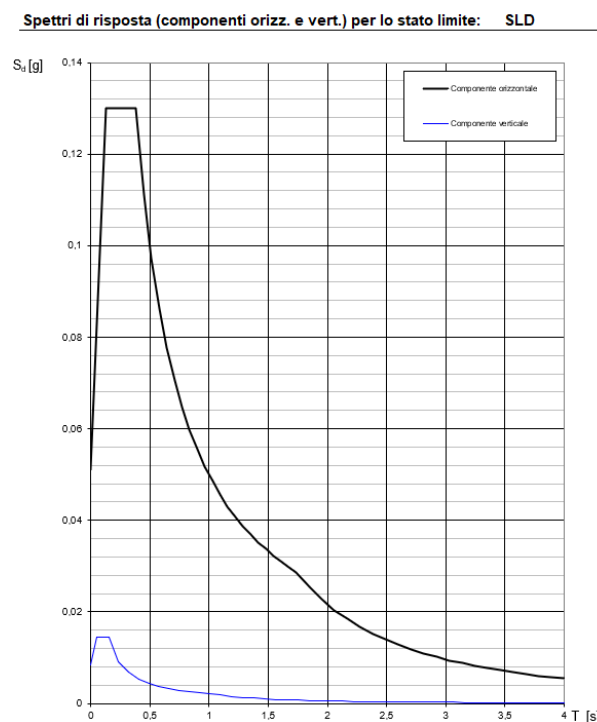


Figura 9. Spettro di progetto SLD (orizzontale e verticale)

10 COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI STATI

Nel seguito si riportano, in accordo col D.M. del 17 gennaio 2018, le condizioni di carico considerate nel progetto e nella verifica dei singoli elementi strutturali dell'edificio.

10.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 della normativa):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 della normativa):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nelle combinazioni si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I coefficienti di combinazione sono riportati nel seguente prospetto.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A: ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B: uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C: ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D: Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso fino a 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso oltre 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H: Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I: Coperture praticabili			
Categoria K: Coperture per usi speciali (impianti, eliporti,...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (quota fino a 1000 mslm)	0,5	0,2	0,0
Neve (quota oltre 1000 mslm)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per la struttura cementizia a mensola sul lato della questura si analizzano tutte le combinazioni riportate in tabella estratte direttamente dal codice agli elementi finiti. Si analizzano diverse combinazioni allo stato limite ultimo. Il carico da traffico (schema di carico 1) è modellato in due modi:

- utilizzo di carico mobile su elemento frame fittizio per la simulazione del tandem su corsia 1 e corsia 2;
- utilizzo di carichi puntuali per la simulazione del tandem su corsia 1 e corsia 2 nelle posizioni più sfavorevoli. Carico distribuito uniforme direttamente applicato sugli elementi shell.

TABLE: Case - Moving Load 1 - Lane Assignments						
Case	AssignNum	VehClass	ScaleFactor	MinLoad	MaxLoad	NumLanes
Text	Unitless	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Carico corsia rimanente	1	Carico corsia rimanente	1	0	0	1
Corsia 1 distribuito 9	1	Corsia 1 distribuito	1	0	0	1
Corsia 2 distribuito 2.5	1	Corsia 2 distribuito	1	0	0	1
Corsia 1 tandem 1	1	Corsia 1 tandem	1	0	0	1
Corsia 2 tandem 2	1	Corsia 2 tandem	1	0	0	1

TABLE: Case - Moving Load 2 - Lanes Loaded		
Case	AssignNum	Lane
Text	Unitless	Text
Carico corsia rimanente	1	RIMANENTE
Corsia 1 distribuito 9	1	CORSIA 1
Corsia 2 distribuito 2.5	1	CORSIA 2
Corsia 1 tandem 1	1	CORSIA 1
Corsia 2 tandem 2	1	CORSIA 2

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
DEAD	Load pattern	DEAD	1
G2	Load pattern	G2	1
Q folla	Load pattern	Q folla	1
Marciapiede piastra	Load pattern	Marciapiede piastra	1
Parapetto	Load pattern	Parapetto	1
Barriera	Load pattern	Barriera	1
T1	Load pattern	T1	1
T2	Load pattern	T2	1
d1	Load pattern	d1	1
d2	Load pattern	d2	1
T1_1	Load pattern	T1_1	1
T1_2	Load pattern	T1_2	1
T1_3	Load pattern	T1_3	1
T2_1	Load pattern	T2_1	1
T2_2	Load pattern	T2_2	1
T2_3	Load pattern	T2_3	1
C	Load pattern	C	1
C_1	Load pattern	C_1	1
C_2	Load pattern	C_2	1
C_3	Load pattern	C_3	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU move	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU move		Linear Static	G2	1,5
SLU move		Linear Static	Q folla	0,675
SLU move		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU move		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU move		Moving Load	Corsia 1 distribuito 9	1,35
SLU move		Moving Load	Corsia 1 tandem 1	1,35
SLU move		Moving Load	Corsia 2 distribuito 2.5	1,35
SLU move		Moving Load	Corsia 2 tandem 2	1,35
SLU move		Moving Load	Carico corsia rimanente	1,5

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

SLE rara carichi	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE rara carichi		Linear Static	G2	1
SLE rara carichi		Linear Static	Q folla	1
SLE rara carichi		Linear Static	Marciapiede piastra	1
SLE rara carichi		Linear Static	Parapetto	1
SLE rara carichi		Linear Static	T1	1
SLE rara carichi		Linear Static	T2	1
SLE rara carichi		Linear Static	d1	1
SLE rara carichi		Linear Static	d2	1
SLE rara move	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE rara move		Linear Static	G2	1
SLE rara move		Linear Static	Q folla	1
SLE rara move		Linear Static	Marciapiede piastra	1
SLE rara move		Linear Static	Parapetto	1
SLE rara move		Moving Load	Corsia 1 distribuito 9	1
SLE rara move		Moving Load	Corsia 1 tandem 1	1
SLE rara move		Moving Load	Corsia 2 distribuito 2.5	1
SLE rara move		Moving Load	Corsia 2 tandem 2	1
SLE rara move		Moving Load	Carico corsia rimanente	1
SLE solo variabili	Linear Add	Moving Load	Corsia 1 distribuito 9	1
SLE solo variabili		Moving Load	Corsia 1 tandem 1	1
SLE solo variabili		Moving Load	Corsia 2 distribuito 2.5	1
SLE solo variabili		Moving Load	Corsia 2 tandem 2	1
SLE solo variabili		Moving Load	Carico corsia rimanente	1
SLU_1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU_1		Linear Static	G2	1,5
SLU_1		Linear Static	Q folla	0,675
SLU_1		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU_1		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU_1		Linear Static	T1_1	1,35
SLU_1		Linear Static	T2_1	1,35
SLU_1		Linear Static	d1	1,35
SLU_1		Linear Static	d2	1,35
SLU_1		Linear Static	C_1	0
SLU_2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU_2		Linear Static	G2	1,5
SLU_2		Linear Static	Q folla	0,675
SLU_2		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU_2		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU_2		Linear Static	T1_2	1,35
SLU_2		Linear Static	T2_2	1,35
SLU_2		Linear Static	d1	1,35
SLU_2		Linear Static	d2	1,35
SLU_2		Linear Static	C_2	0
SLU_3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU_3		Linear Static	G2	1,5
SLU_3		Linear Static	Q folla	0,675

SLU_3		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU_3		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU_3		Linear Static	T1_3	1,35
SLU_3		Linear Static	T2_3	1,35
SLU_3		Linear Static	d1	1,35
SLU_3		Linear Static	d2	1,35
SLU_3		Linear Static	C_3	0
SLU_C	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU_C		Linear Static	G2	1,5
SLU_C		Linear Static	Q folla	0,675
SLU_C		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU_C		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU_C		Linear Static	T1	1,01
SLU_C		Linear Static	T2	1,01
SLU_C		Linear Static	d1	0,54
SLU_C		Linear Static	d2	0,54
SLU_C		Linear Static	C	1,35
SLU_C_1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU_C_1		Linear Static	G2	1,5
SLU_C_1		Linear Static	Q folla	0,675
SLU_C_1		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU_C_1		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU_C_1		Linear Static	T1_1	1,01
SLU_C_1		Linear Static	T2_1	1,01
SLU_C_1		Linear Static	d1	0,54
SLU_C_1		Linear Static	d2	0,54
SLU_C_1		Linear Static	C_1	1,35
SLU_C_2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU_C_2		Linear Static	G2	1,5
SLU_C_2		Linear Static	Q folla	0,675
SLU_C_2		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU_C_2		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU_C_2		Linear Static	T1_2	1,01
SLU_C_2		Linear Static	T2_2	1,01
SLU_C_2		Linear Static	d1	0,54
SLU_C_2		Linear Static	d2	0,54
SLU_C_2		Linear Static	C_2	1,35
SLU_C_3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
SLU_C_3		Linear Static	G2	1,5
SLU_C_3		Linear Static	Q folla	0,675
SLU_C_3		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5
SLU_C_3		Linear Static	Parapetto	1,5
SLU_C_3		Linear Static	T1_3	1,01
SLU_C_3		Linear Static	T2_3	1,01
SLU_C_3		Linear Static	d1	0,54
SLU_C_3		Linear Static	d2	0,54
SLU_C_3		Linear Static	C_3	1,35

SLU	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35	
SLU		Linear Static	G2	1,5	
SLU		Linear Static	Q folla	0,675	
SLU		Linear Static	Marciapiede piastra	1,5	
SLU		Linear Static	Parapetto	1,5	
SLU		Linear Static	T1	1,35	
SLU		Linear Static	T2	1,35	
SLU		Linear Static	d1	1,35	
SLU		Linear Static	d2	1,35	
inv SLU	Envelope	Response Combo	SLU_1	1	
inv SLU		Response Combo	SLU_2	1	
inv SLU		Response Combo	SLU_3	1	
inv SLU		Response Combo	SLU_C	1	
inv SLU		Response Combo	SLU_C_1	1	
inv SLU		Response Combo	SLU_C_2	1	
inv SLU		Response Combo	SLU_C_3	1	
inv SLU		Response Combo	SLU	1	
SLV combo	Linear Add	Linear Static	DEAD	1	
SLV combo		Linear Static	G2	1	
SLV combo		Linear Static	Marciapiede piastra	1	
SLV combo		Linear Static	Parapetto	1	
SLV combo		Response Spectrum	SLV	1	
SLD combo	Linear Add	Linear Static	DEAD	1	
SLD combo		Linear Static	G2	1	
SLD combo		Linear Static	Marciapiede piastra	1	
SLD combo		Linear Static	Parapetto	1	
SLD combo		Response Spectrum	SLD	1	

11 VERICHE STRUTTURALI

11.1 STRUTTURA A MENSOLA

11.1.1 MODELLAZIONE

La struttura a mensola è modellata tridimensionalmente con elementi di tipo a shell. Per tenere in conto lo spessore variabile dello sbalzo si discretizza longitudinalmente la soletta in tratti di lunghezza pari a 50cm. La procedura è svolta in corrispondenza sia della sede stradale che dei marciapiedi (+16cm).

La mensola è incastrata rigidamente in corrispondenza del blocco di fondazione. La sommità dello sbalzo è collegata alla piastra levatoia mediante un modello semplificato. Per lo studio della parte levatoia si studia un modello separato più raffinato.

Per determinare le massime sollecitazioni sulle strutture si utilizza un comando automatico del codice di calcolo che permette di integrare gli sforzi su sezioni predisposte dall'utilizzatore. Nello specifico si analizzano 5 sezioni denominate da S0 ad S4 come sotto riportato distanziate tra loro 126cm a partire dalla sezione di incastro S0.

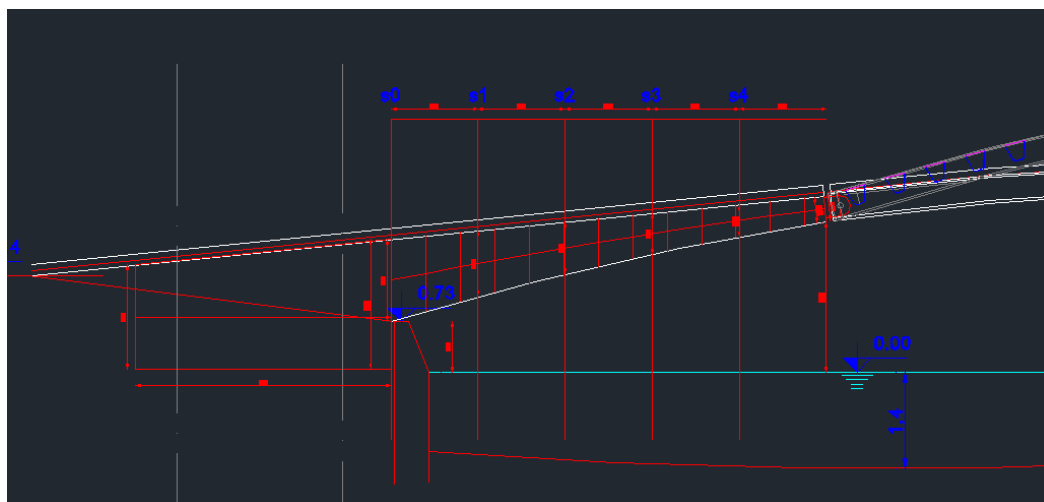


Figura 10. Sezioni di calcolo per calcolo sollecitazioni (section-cut)

Di sotto si riportano le schermate del modello di calcolo.

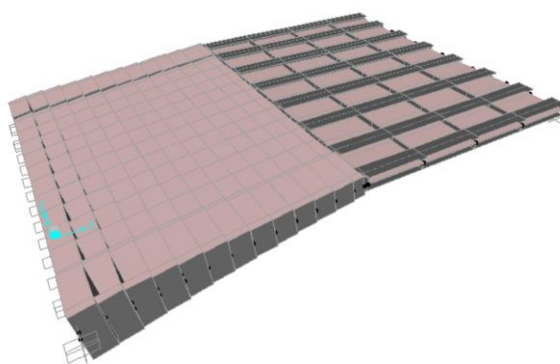


Figura 11. Modello numerico

Oltre alle verifiche riportate nei paragrafi successivi di analizza un modello agli elementi finiti solidi (MiDAS FEA NX+) per un controllo dello stato di sforzo in condizioni di esercizio nella mensola in cemento armato sottoposta alla compressione dei cavi scorrevoli. Si rimanda all'appendice 1 per maggiori dettagli.

11.1.2 SOLLECITAZIONI AGENTI MEDIANTE SECTION CUT

Si eseguono tre tipi di sezione:

- sezione trasversale completa su 9.2m (es. Sez0 totale);
- sezione unitaria (S) su sede stradale sulla corsia 1 convenzionale (la più sfavorevole);
- sezione su marciapiede (M) adiacente la corsia 1 convenzionale (la più sfavorevole).

Si riportano i valori delle massime sollecitazioni. Con M2 si rappresenta in momento flettente nella sezione con asse vettoriale in direzione trasversale. Con F3 si rappresenta invece la forza di taglio.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
M0	SLU move	Combination	Max	79	61	-187	865	2454
M0	SLU move	Combination	Min	-48	-19	-472	243	780
M0	inv SLU	Combination	Max	63	51	-328	836	2216
M0	inv SLU	Combination	Min	10	20	-396	590	1467
M0	SLV combo	Combination	Max	65	14	-130	184	574
M0	SLV combo	Combination	Min	-71	-8	-162	164	505
M1	SLU move	Combination	Max	199	62	-178	447	2131
M1	SLU move	Combination	Min	-59	-13	-467	17	601
M1	inv SLU	Combination	Max	165	49	-360	372	1964
M1	inv SLU	Combination	Min	49	16	-409	247	1157
M1	SLV combo	Combination	Max	62	9	-112	50	445
M1	SLV combo	Combination	Min	-58	-6	-142	40	385
M2	SLU move	Combination	Max	323	75	-138	392	1592
M2	SLU move	Combination	Min	-70	-16	-414	-23	382
M2	inv SLU	Combination	Max	263	54	-291	313	1455
M2	inv SLU	Combination	Min	75	13	-361	180	686
M2	SLV combo	Combination	Max	55	5	-85	32	290
M2	SLV combo	Combination	Min	-46	-4	-110	22	247
M3	SLU move	Combination	Max	473	94	-104	291	1039
M3	SLU move	Combination	Min	-67	-18	-356	-52	202
M3	inv SLU	Combination	Max	371	61	-185	219	930
M3	inv SLU	Combination	Min	92	13	-300	63	328
M3	SLV combo	Combination	Max	49	4	-61	11	162
M3	SLV combo	Combination	Min	-36	-3	-82	3	136
M4	SLU move	Combination	Max	622	102	-44	193	472
M4	SLU move	Combination	Min	-93	-25	-294	-32	70
M4	inv SLU	Combination	Max	457	61	-105	158	410
M4	inv SLU	Combination	Min	108	14	-225	15	119
M4	SLV combo	Combination	Max	45	3	-44	4	62
M4	SLV combo	Combination	Min	-29	-2	-58	0	51
S0	SLU move	Combination	Max	34	265	-126	240	1199
S0	SLU move	Combination	Min	-32	-243	-428	-158	383
S0	inv SLU	Combination	Max	3	38	-273	56	1156
S0	inv SLU	Combination	Min	1	12	-302	33	815
S0	SLV combo	Combination	Max	17	10	-89	6	284
S0	SLV combo	Combination	Min	-15	-8	-99	1	252
S1	SLU move	Combination	Max	37	234	210	303	807
S1	SLU move	Combination	Min	-42	-192	-358	-396	170
S1	inv SLU	Combination	Max	-5	48	-226	34	781
S1	inv SLU	Combination	Min	-14	13	-242	10	482
S1	SLV combo	Combination	Max	15	10	-63	-1	172
S1	SLV combo	Combination	Min	-16	-8	-72	-5	150
S2	SLU move	Combination	Max	39	219	11	229	534
S2	SLU move	Combination	Min	-58	-177	-288	-202	77
S2	inv SLU	Combination	Max	-9	57	-194	39	513
S2	inv SLU	Combination	Min	-30	9	-222	6	229

S2	SLV combo	Combination	Max	13	9	-44	1	98
S2	SLV combo	Combination	Min	-14	-7	-52	-3	83
S3	SLU move	Combination	Max	46	226	268	276	315
S3	SLU move	Combination	Min	-105	-181	-284	-389	-8
S3	inv SLU	Combination	Max	-13	56	-120	26	298
S3	inv SLU	Combination	Min	-51	4	-203	-13	70
S3	SLV combo	Combination	Max	10	8	-30	-1	47
S3	SLV combo	Combination	Min	-12	-7	-36	-4	40
S4	SLU move	Combination	Max	44	204	48	160	144
S4	SLU move	Combination	Min	-182	-158	-258	-156	-34
S4	inv SLU	Combination	Max	-18	31	-30	20	124
S4	inv SLU	Combination	Min	-73	3	-174	-3	20
S4	SLV combo	Combination	Max	7	7	-18	-1	15
S4	SLV combo	Combination	Min	-10	-6	-23	-3	13
Sez0 totale	SLU move	Combination	Max	0	0	-1831	1717	15142
Sez0 totale	SLU move	Combination	Min	0	0	-3663	-3269	5679
Sez0 totale	inv SLU	Combination	Max	0	0	-3566	-356	15804
Sez0 totale	inv SLU	Combination	Min	0	0	-3645	-947	11479
Sez0 totale	SLV combo	Combination	Max	130	113	-1245	205	4144
Sez0 totale	SLV combo	Combination	Min	-130	-113	-1333	-205	3719
Sez1 totale	SLU move	Combination	Max	0	0	-1378	1672	11035
Sez1 totale	SLU move	Combination	Min	0	0	-3148	-3109	3682
Sez1 totale	inv SLU	Combination	Max	0	0	-3089	-330	11653
Sez1 totale	inv SLU	Combination	Min	0	0	-3131	-881	7328
Sez1 totale	SLV combo	Combination	Max	121	107	-920	181	2689
Sez1 totale	SLV combo	Combination	Min	-121	-107	-1006	-181	2372
Sez2 Totale	SLU move	Combination	Max	0	0	-1012	1627	7520
Sez2 Totale	SLU move	Combination	Min	0	0	-2718	-2949	2196
Sez2 Totale	inv SLU	Combination	Max	0	0	-2698	-303	8043
Sez2 Totale	inv SLU	Combination	Min	0	0	-2703	-815	3719
Sez2 Totale	SLV combo	Combination	Max	108	97	-658	150	1604
Sez2 Totale	SLV combo	Combination	Min	-108	-97	-742	-150	1389
Sez3 Totale	SLU move	Combination	Max	0	0	-712	1582	4496
Sez3 Totale	SLU move	Combination	Min	0	0	-2356	-2788	1125
Sez3 Totale	inv SLU	Combination	Max	0	0	-1329	-277	4880
Sez3 Totale	inv SLU	Combination	Min	0	0	-2374	-749	1330
Sez3 Totale	SLV combo	Combination	Max	94	84	-448	114	820
Sez3 Totale	SLV combo	Combination	Min	-94	-84	-526	-114	698
Sez4 Totale	SLU move	Combination	Max	0	0	-467	1498	1893
Sez4 Totale	SLU move	Combination	Min	0	0	-2009	-2570	393
Sez4 Totale	inv SLU	Combination	Max	0	0	-555	-82	2085
Sez4 Totale	inv SLU	Combination	Min	0	0	-2105	-684	473
Sez4 Totale	SLV combo	Combination	Max	81	72	-285	71	285
Sez4 Totale	SLV combo	Combination	Min	-81	-72	-343	-71	239

Per la verifica allo stato limite ultimo della sezione si considera come momento flettente più sfavorevole agente sulla soletta quello ottenuto da tutta la sezione diviso 9.2m, in sintesi:

S0 $b=100 \times h=118\text{cm}$ → $M_{,s0}=15804/9.2=1718 \text{ KNm}$;

S1 $b=100 \times h=95\text{cm}$ → $M_{,s1}=11653/9.2=1267 \text{ KNm}$;

S2 $b=100 \times h=75\text{cm}$ → $M_{,s2}=8043/9.2=875 \text{ KNm}$;

S3 $b=100 \times h=59\text{cm}$ → $M_{,s3}=4880/9.2=530.4 \text{ KNm}$;

S4 $b=100 \times h=47\text{cm}$ → $M_{,s4}=2085/9.2=227 \text{ KNm}$;

Dalla tabella si estrapolano anche i tagli massimo su tutto il tratto di 9.2m.

S0 $b=100 \times h=118\text{cm}$ → $V_{,s0}=3663/9.2=399 \text{ KNm}$;

S1 $b=100 \times h=95\text{cm}$ → $V_{,s1}=3148/9.2=343 \text{ KNm}$;

S2 $b=100 \times h=75\text{cm}$ → $V_{,s2}=2718/9.2=296 \text{ KNm}$;

S3 $b=100 \times h=59\text{cm}$ → $V_{,s3}=2374/9.2=259 \text{ KNm}$;

S4 $b=100 \times h=47\text{cm}$ → $V_{,s4}=2105/9.2=229 \text{ KNm}$;

Per il calcolo della precompressione nella sezione unitaria si riportano le sollecitazioni in servizio per il carico di solo peso proprio e per la combinazione rara.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
M0	DEAD	LinStatic		-1	3	-131	153	462
M1	DEAD	LinStatic		6	2	-111	42	349
M2	DEAD	LinStatic		10	2	-82	28	220
M3	DEAD	LinStatic		14	2	-57	11	118
M4	DEAD	LinStatic		17	2	-37	6	43
S0	DEAD	LinStatic		1	2	-85	4	232
S1	DEAD	LinStatic		0	2	-60	-1	137
S2	DEAD	LinStatic		-1	2	-42	0	75
S3	DEAD	LinStatic		-2	2	-28	-1	35
S4	DEAD	LinStatic		-2	1	-17	-1	11
Sez0 totale	DEAD	LinStatic		0	0	-1164	0	3400
Sez1 totale	DEAD	LinStatic		0	0	-853	0	2146
Sez2 Totale	DEAD	LinStatic		0	0	-606	0	1240
Sez3 Totale	DEAD	LinStatic		0	0	-408	0	611
Sez4 Totale	DEAD	LinStatic		0	0	-251	0	203

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
M0	SLE rara carichi	Combination		30	32	-285	622	1670
M0	SLE rara move	Combination	Max	57	45	-147	642	1845
M0	SLE rara move	Combination	Min	-37	-15	-358	183	606

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILITICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

M0	SLE_1 rara carichi	Combination		20	25	-292	577	1555
M1	SLE rara carichi	Combination		92	30	-304	244	1476
M1	SLE rara move	Combination	Max	144	45	-139	326	1599
M1	SLE rara move	Combination	Min	-47	-10	-352	8	467
M1	SLE_1 rara carichi	Combination		68	23	-308	224	1336
M2	SLE rara carichi	Combination		154	35	-270	197	1093
M2	SLE rara move	Combination	Max	234	54	-108	285	1194
M2	SLE rara move	Combination	Min	-56	-13	-312	-22	298
M2	SLE_1 rara carichi	Combination		114	26	-273	180	943
M3	SLE rara carichi	Combination		226	44	-227	135	698
M3	SLE rara move	Combination	Max	343	68	-82	211	778
M3	SLE rara move	Combination	Min	-56	-14	-269	-43	159
M3	SLE_1 rara carichi	Combination		167	32	-226	119	550
M4	SLE rara carichi	Combination		293	45	-172	108	308
M4	SLE rara move	Combination	Max	452	74	-37	140	353
M4	SLE rara move	Combination	Min	-77	-20	-223	-27	56
M4	SLE_1 rara carichi	Combination		212	32	-152	73	203
S0	SLE rara carichi	Combination		2	21	-226	24	866
S0	SLE rara move	Combination	Max	25	195	-96	176	897
S0	SLE rara move	Combination	Min	-24	-181	-320	-119	294
S0	SLE_1 rara carichi	Combination		1	16	-224	23	809
S1	SLE rara carichi	Combination		-10	27	-181	5	585
S1	SLE rara move	Combination	Max	27	172	153	222	604
S1	SLE rara move	Combination	Min	-31	-143	-267	-295	133
S1	SLE_1 rara carichi	Combination		-8	20	-180	5	533
S2	SLE rara carichi	Combination		-22	33	-153	8	384
S2	SLE rara move	Combination	Max	29	161	7	168	399
S2	SLE rara move	Combination	Min	-42	-132	-215	-151	62
S2	SLE_1 rara carichi	Combination		-18	23	-153	9	333
S3	SLE rara carichi	Combination		-37	31	-136	0	223
S3	SLE rara move	Combination	Max	34	166	197	203	236
S3	SLE rara move	Combination	Min	-77	-135	-211	-289	-4
S3	SLE_1 rara carichi	Combination		-30	21	-137	2	172
S4	SLE rara carichi	Combination		-53	16	-130	-1	93
S4	SLE rara move	Combination	Max	33	151	35	118	107
S4	SLE rara move	Combination	Min	-134	-118	-192	-116	-25
S4	SLE_1 rara carichi	Combination		-42	6	-72	6	44
Sez0 totale	SLE rara carichi	Combination		0	0	-2739	-701	11816
Sez0 totale	SLE rara move	Combination	Max	0	0	-1395	1272	11363
Sez0 totale	SLE rara move	Combination	Min	0	0	-2750	-2421	4364
Sez0 totale	SLE_1 rara carichi	Combination		0	0	-2739	-701	11026
Sez1 totale	SLE rara carichi	Combination		0	0	-2353	-652	8641
Sez1 totale	SLE rara move	Combination	Max	0	0	-1054	1238	8278
Sez1 totale	SLE rara move	Combination	Min	0	0	-2363	-2303	2840
Sez1 totale	SLE_1 rara carichi	Combination		0	0	-2353	-652	7851
Sez2 Totale	SLE rara carichi	Combination		0	0	-2030	-604	5907
Sez2 Totale	SLE rara move	Combination	Max	0	0	-777	1205	5639

Sez2 Totale	SLE rara move	Combination	Min	0	0	-2040	-2184	1700
Sez2 Totale	SLE_1 rara carichi	Combination		0	0	-2030	-604	5117
Sez3 Totale	SLE rara carichi	Combination		0	0	-1758	-555	3544
Sez3 Totale	SLE rara move	Combination	Max	0	0	-550	1172	3369
Sez3 Totale	SLE rara move	Combination	Min	0	0	-1766	-2065	875
Sez3 Totale	SLE_1 rara carichi	Combination		0	0	-1758	-555	2754
Sez4 Totale	SLE rara carichi	Combination		0	0	-1526	-506	1496
Sez4 Totale	SLE rara move	Combination	Max	0	0	-364	1110	1417
Sez4 Totale	SLE rara move	Combination	Min	0	0	-1505	-1903	307
Sez4 Totale	SLE_1 rara carichi	Combination		0	0	-1026	-340	831

Per la verifica dei tiri longitudinali di post tensione si considera come momento flettente più sfavorevole agente sulla soletta quello ottenuto da tutta la sezione diviso 9.2m, in sintesi:

S0 $b=100 \times h=118\text{cm}$ → $M_{,s0}=11816/9.2=1284 \text{ KNm}$;

S1 $b=100 \times h=95\text{cm}$ → $M_{,s0}=8641/9.2=939 \text{ KNm}$;

S2 $b=100 \times h=75\text{cm}$ → $M_{,s0}=5907/9.2=642 \text{ KNm}$;

S3 $b=100 \times h=59\text{cm}$ → $M_{,s0}=3544/9.2=385 \text{ KNm}$;

S4 $b=100 \times h=47\text{cm}$ → $M_{,s0}=1496/9.2=163 \text{ KNm}$;

11.1.3 PRECOMPRESSIONE – CALCOLO MASSIME TENSIONI

Si determinano i massimi tiri per ogni sezione considerata. Per determinare il massimo tiro si assume una perdita di carico pari circa 25%.

Per prima cosa si calcola per ogni sezione considerata il massimo tiro di precompressione.

Poi, fissato il massimo tiro per la sezione di incastro si ricalcolano le massime tensione al lembo superiore ed inferiore per quattro condizioni, ossia:

CASO 1		N_0 per $M_{pp,m}$ - calcolo
CASO 2		N_0 per $M_{e,m}$ - calcolo
CASO 3		N_∞ per $M_{pp,m}$ - calcolo
CASO 4		N_∞ per $M_{e,m}$ - calcolo

dove $M_{pp,m}$ rappresenta il momento medio (striscia unitaria) per solo peso proprio e

$M_{e,m}$ momento medio (striscia unitaria) per combinazione rara.

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

	Sezione	Hsoletta [m]	Base [m]	Nocciolo [m] - H/3	H/6	Mpp,m [KNm]	Mpp,1 [KNm]	Me [KNm]	Me [KNm]	Ne,precom.	$\sigma_s = \sigma_i = 6 * M / (H^2 * B)$ da Me,tot	$\sigma_s = 2 * N / (H * B)$ da Nprec	Verifica	σ_{sup}	σ_{inf}	$\sigma_s = \sigma_i = 6 * M / (H^2 * B)$ da Me,DEAD	σ_{sup}
						DEAD ripartito su 9,2m	DEAD da section cut lato corsia 1	DEAD+G2+ Q ripartito su 9,2m	DEAD+G2+Q da section cut lato corsia 1	[KN] /0,75 (perdite carico)							
Soletta	S0	1,18	1,00	0,39	0,20	370	232	1284	897	4353,72	55,34	73,79	ok	18,45	55,34	15,92	57,87
	S1	0,95	1,00	0,32	0,16	233	137	939	604	3954,69	62,44	83,26	ok	20,81	62,44	15,51	67,75
	S2	0,75	1,00	0,25	0,13	135	75	642	399	3424,35	68,49	91,32	ok	22,83	68,49	14,38	76,94
	S3	0,59	1,00	0,20	0,10	66	35	385	236	2611,64	66,40	88,53	ok	22,13	66,40	11,45	77,08
	S4	0,47	1,00	0,16	0,08	22	11	163	107	1383,90	44,17	58,89	ok	14,72	44,17	5,99	52,90
Marciapiede	M0	1,34	1,10	0,45	0,22		462		1845	5507,46	56,05	74,73	ok	18,68	56,05	14,03	60,69
	M1	1,11	1,10	0,37	0,19		349		1599	5762,16	70,79	94,38	ok	23,60	70,79	15,45	78,93
	M2	0,91	1,10	0,30	0,15		220		1194	5248,35	78,65	104,86	ok	26,22	78,65	14,49	90,37
	M3	0,75	1,10	0,25	0,13		118		778	4149,33	75,44	100,59	ok	25,15	75,44	11,44	89,15
	M4	0,63	1,10	0,21	0,11		43		353	2241,27	48,51	64,68	ok	16,17	48,51	5,91	58,77

CASO 1	N0 per Mpp,m - calcolo	$\sigma_{t0} =$	1382,13	gruppo 2
CASO 2	N0 per Me,m - calcolo	$\sigma_{t\infty} =$	1036,60	gruppo 2
CASO 3	N ∞ per Mpp,m - calcolo			
CASO 4	N ∞ per Me,m - calcolo			

	Sezione	Hsoletta [m]	Base [m]	Nocciolo [m] - H/3	Ks=Ki H/6 [m]	N0 [KN]	N ∞ [KN] (x 0,75)	Mpp,m [KNm]	$\sigma_s = \sigma_i$ da Mpp,m [Kg/cmq]	Me,m [KNm]	$\sigma_s = \sigma_i$ da Me,m [Kg/cmq]	Innalzamento k cavo sopra ks (=0,8*Mpp,m/N0)	Ks+k [m]	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	σ_s da N0	σ_i da N0	σ_s da N ∞	σ_i da N ∞	σ_s (N0+Me,m)	σ_i (N0+Me,m)	σ_s (N ∞ +Me,m)	σ_i (N ∞ +Me,m)
								DEAD ripartito su 9,2m		DEAD+G2+ Q ripartito su 9,2m				calcolo k [m]	calcolo k [m]	calcolo k [m]	calcolo k [m]								
Soletta	S0	1,18	1,00	0,39	0,20	4353,72	3265,29	370	15,92	1284	55,34	0,07	0,265	0,08	0,30	0,11	0,39	86,53	-12,74	64,90	-9,55	31,19	42,60	9,55	45,79
	S1	0,95	1,00	0,32	0,16	4353,72	3265,29	233	15,51	939	62,44	0,04	0,201	0,05	0,22	0,07	0,29	104,06	-12,41	78,05	-9,30	41,62	50,04	15,61	53,14
	S2	0,75	1,00	0,25	0,13	4353,72	3265,29	135	14,38	642	68,49	0,02	0,150	0,03	0,15	0,04	0,20	127,60	-11,50	95,70	-8,63	59,11	56,99	27,21	59,86
	S3	0,59	1,00	0,20	0,10	4353,72	3265,29	66	11,45	385	66,40	0,01	0,111	0,02	0,09	0,02	0,12	156,74	-9,16	117,56	-6,87	90,34	57,24	51,16	59,53
	S4	0,47	1,00	0,16	0,08	4353,72	3265,29	22	5,99	163	44,17	0,00	0,082	0,01	0,04	0,01	0,05	190,06	-4,79	142,54	-3,60	145,89	39,37	98,38	40,57
Marciapiede	M0	1,340	1,10	0,45	0,22	5507,46	4130,60	462	14,03	1845	56,05	0,07	0,290	0,08	0,34	0,11	0,45	85,96	-11,23	64,47	-8,42	29,91	44,82	8,42	47,63
	M1	1,110	1,10	0,37	0,19	5507,46	4130,60	349	15,45	1599	70,79	0,05	0,236	0,06	0,29	0,08	0,39	102,57	-12,36	76,93	-9,27	31,78	58,43	6,14	61,52
	M2	0,910	1,10	0,30	0,15	5507,46	4130,60	220	14,49	1194	78,65	0,03	0,184	0,04	0,22	0,05	0,29	121,63	-11,59	91,22	-8,69	42,99	67,05	12,58	69,95
	M3	0,750	1,10	0,25	0,13	5507,46	4130,60	118	11,44	778	75,44	0,02	0,142	0,02	0,14	0,03	0,19	142,67	-9,15	107,00	-6,87	67,23	66,29	31,56	68,58
	M4	0,630	1,10	0,21	0,11	5507,46	4130,60	43	5,91	353	48,51	0,01	0,111	0,01	0,06	0,01	0,09	163,67	-4,73	122,75	-3,55	115,16	43,78	74,24	44,97

11.1.4 PRECOMPRESSIONE – VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Dal modello numerico si ottengono le seguenti azioni flettenti ultime nella fascia stradale.

S0 $b=100 \times h=118\text{cm}$ → $M_{s0}=15804/9.2=1718 \text{ KNm}$;

S1 $b=100 \times h=95\text{cm}$ → $M_{s1}=11653/9.2=1267 \text{ KNm}$;

S2 $b=100 \times h=75\text{cm}$ → $M_{s2}=8043/9.2=875 \text{ KNm}$;

S3 $b=100 \times h=59\text{cm}$ → $M_{s3}=4880/9.2=530.4 \text{ KNm}$;

S4 $b=100 \times h=47\text{cm}$ → $M_{s4}=2085/9.2=227 \text{ KNm}$;

Le verifiche allo stato limite ultimo sono svolte mediante un programma specifico per sezioni in cemento armato.

Sezione di base S0 $b \times h=100 \times 118\text{cm}$
 Armatura superiore $5\Phi 20$
 Armatura inferiore $5\Phi 18$
 Cavi n.3 cavi 7 trefoli – $A=31.5\text{cm}^2$

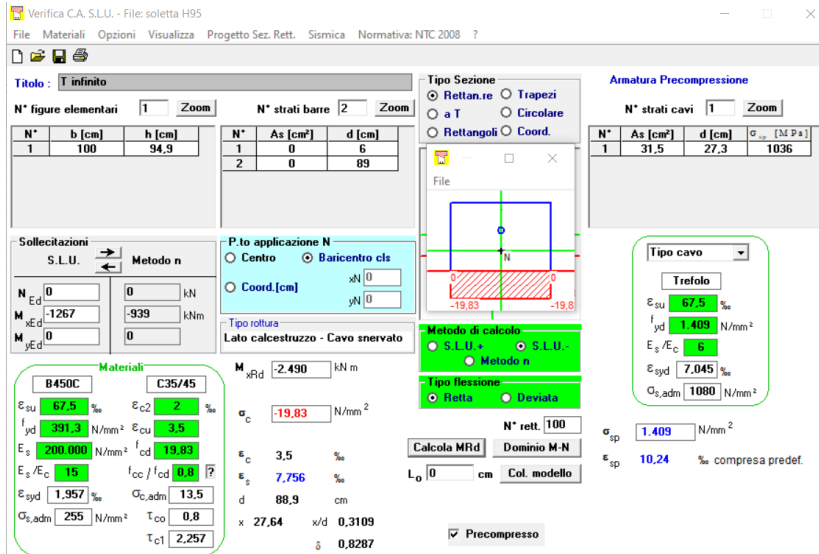
The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** soletta H118
- File:** Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- Input Data:**
 - N° figure elementari: 1
 - N° strati barre: 2
 - N° strati cavi: 1
 - Materiali: B450C, C25/30
 - Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
 - Tipo flessione: Retta
 - Precompresso: checked
- Tables:**

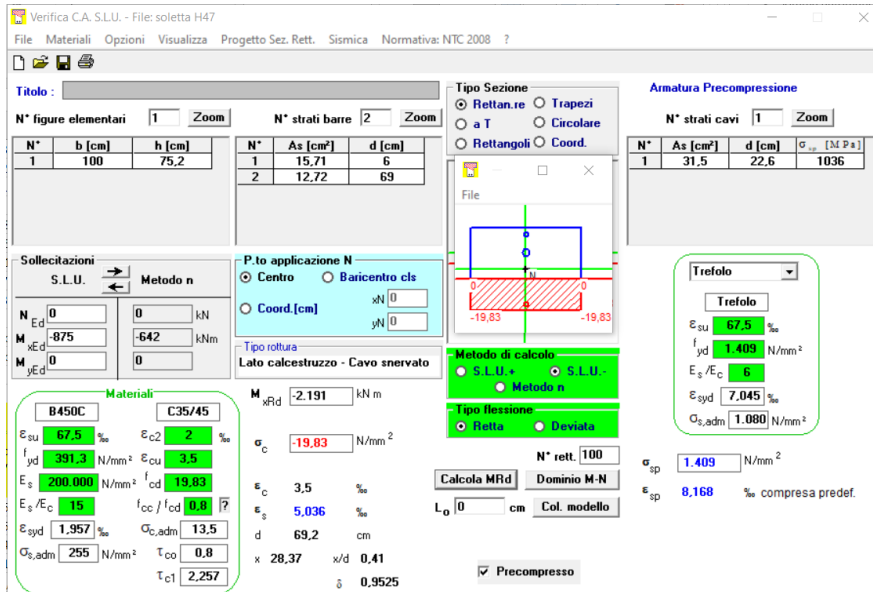
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	100	118.3	1	15.71	6	1	31.5	32.6	1036.6
			2	12.72	112				
- Results:**
 - M_{xRd}: -3.710 kNm
 - σ_c : -14.17 N/mm²
 - σ_{sp} : 1.409 N/mm²
 - ϵ_{sp} : 9.237 ‰ compressa predef.

Sezione di base S1 $b \times h=100 \times 95\text{cm}$
 Armatura superiore $5\Phi 20$
 Armatura inferiore $5\Phi 18$
 Cavi n.3 cavi 7 trefoli – $A=31.5\text{cm}^2$

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

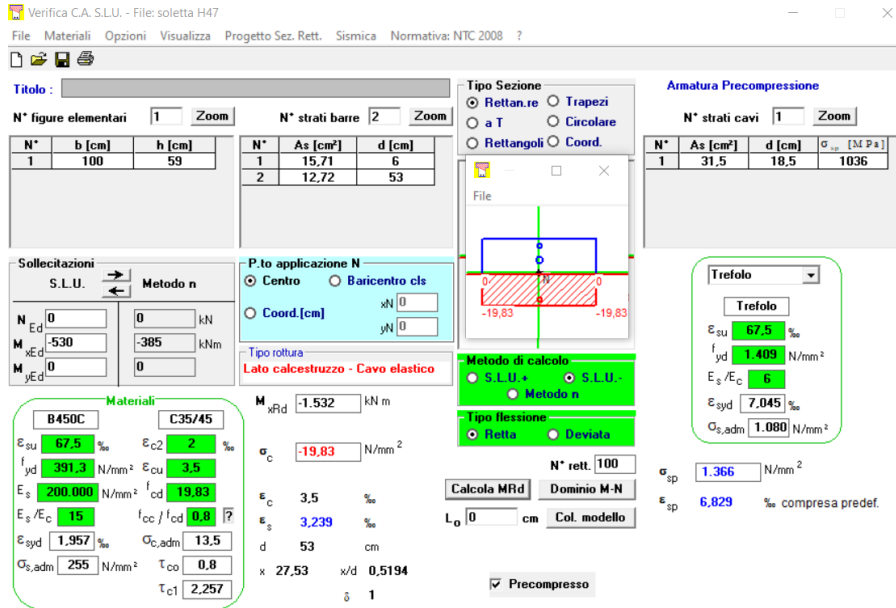


Sezione di base S2 b_{xh}=100x75.2cm
 Armatura superiore 5Φ20
 Armatura inferiore 5Φ18
 Cavi n.3 cavi 7 trefoli – A=31.5cm²

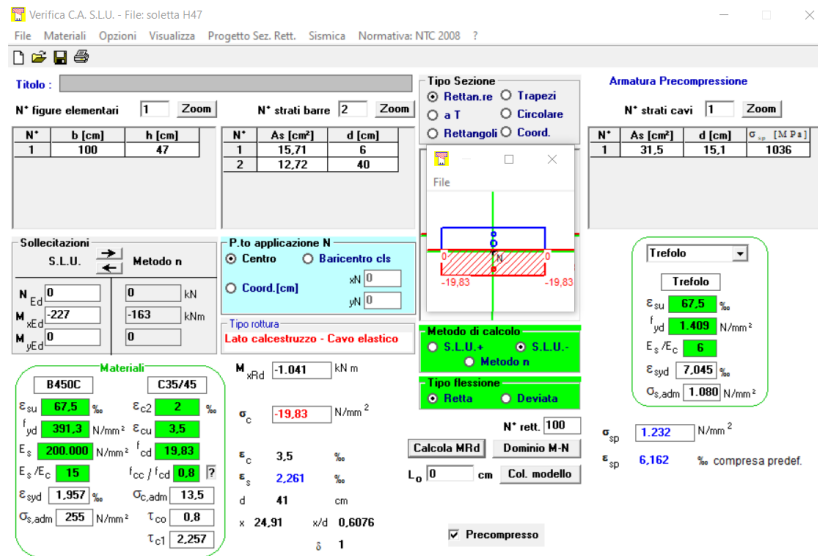


Sezione di base S2 b_{xh}=100x59cm
 Armatura superiore 5Φ20
 Armatura inferiore 5Φ18
 Cavi n.3 cavi 7 trefoli – A=31.5cm²

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



Sezione di base S4 b x h = 100 x 47 cm
 Armatura superiore 5Φ20
 Armatura inferiore 5Φ18
 Cavi n.3 cavi 7 trefoli – A=31.5cmq



Si svolgono le verifiche a taglio nella soletta considerando la sezione S0, S3, S4 ed S5 (punta mensola). Base=1000mm. Armatura d14/20cm 3 bracci.

Materiali		Geometria			Armature trasversali			Forze agenti SLU		Metodo calcolo	Forze resistenti SLU					Verifica				
Rck [MPa]	f _{yk} [MPa]	b _w [mm]	c [mm]	d [mm]	staffa [mm]	n° bracci	passo [mm]	Ved [KN]	Ned [KN]		Vrd1 [KN]	Vvd [KN]	Vrd3 [KN]	Vrd2 [KN]	θ	Vrsd [KN]	Vrcd [KN]	Vrd,min [KN]	Check	
45	450	1000	50	540	14	3	200	400	0	NTC	-	-	-	-	45	438,9	2409,8	438,9	SEZIONE VERIFICATA	S3
45	450	1000	50	330	14	3	200	229	0	NTC	-	-	-	-	45	268,22	1472,6	268,22	SEZIONE VERIFICATA	S5
45	450	1000	50	420	14	3	200	229	0	NTC	-	-	-	-	45	341,37	1874,3	341,37	SEZIONE VERIFICATA	S4
45	450	1000	50	1130	14	3	200	400	0	NTC	-	-	-	-	45	918,44	5042,6	918,44	SEZIONE VERIFICATA	S0

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

Dal modello numerico si ottengono le seguenti azioni flettenti ultime nel marciapiede.

S0 $b=110 \times h=134\text{cm}$ → $M_{s0}=2454 \text{ KNm} - V=472\text{KN}$;

S1 $b=110 \times h=111\text{cm}$ → $M_{s1}=2131 \text{ KNm} - V=467\text{KN}$;

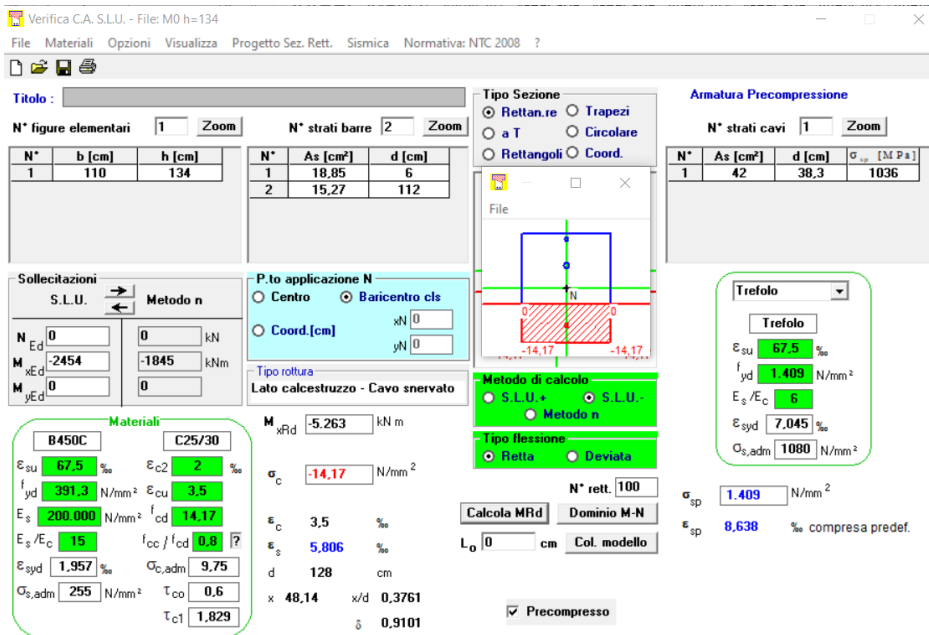
S2 $b=110 \times h=91\text{cm}$ → $M_{s2}=1592 \text{ KNm} - V=414\text{KN}$;

S3 $b=110 \times h=75\text{cm}$ → $M_{s3}= 1039\text{KNm} - V=356\text{KN}$;

S4 $b=110 \times h=63\text{cm}$ → $M_{s4}=472 \text{ KNm} - V=294\text{KN}$;

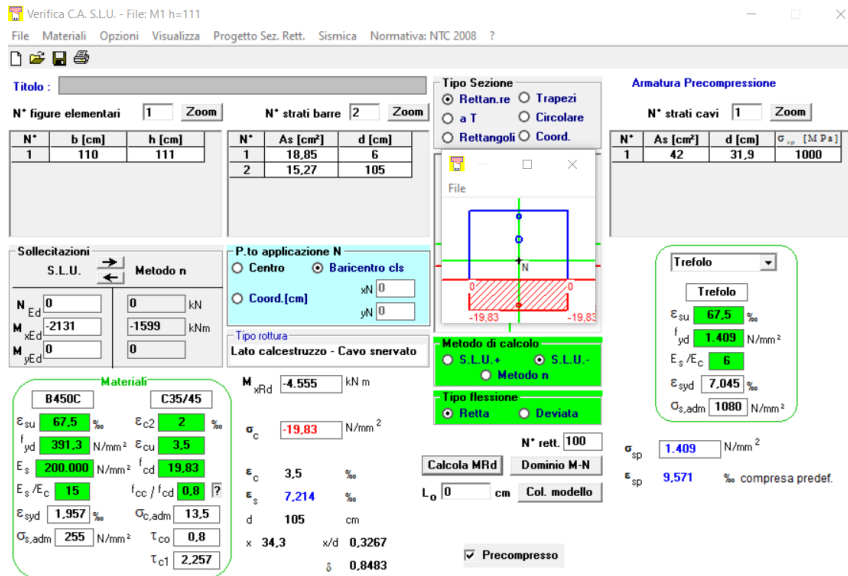
Le verifiche allo stato limite ultimo sono svolte mediante un programma specifico per sezioni in cemento armato.

Sezione di base S0 $b \times h=110 \times 134\text{cm}$
 Armatura superiore $6\Phi 20$
 Armatura inferiore $6\Phi 18$
 Cavi n.4 cavi 7 trefoli – $A=42.0 \text{ cm}^2$

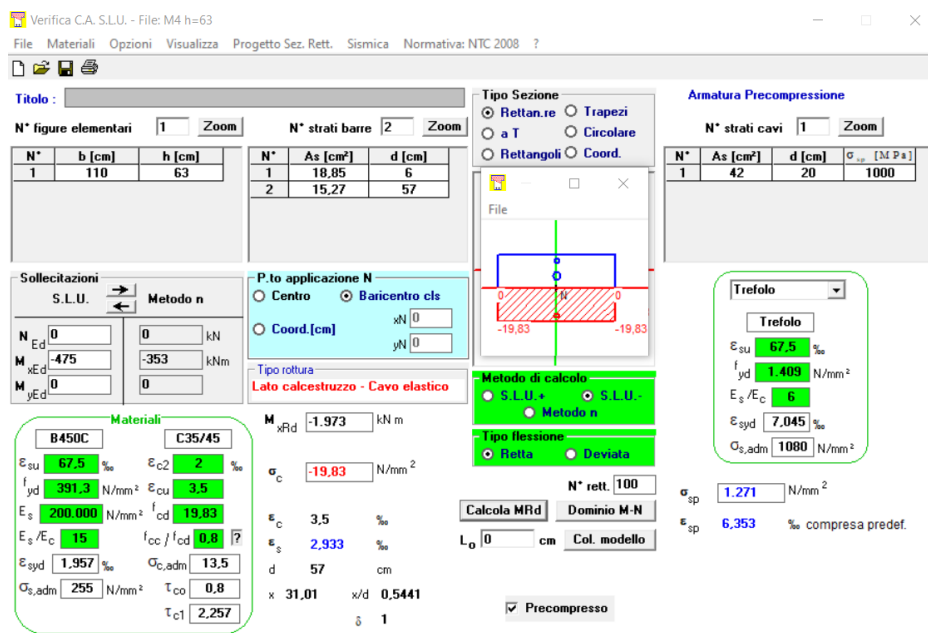


Sezione di base S1 $b \times h=110 \times 111\text{cm}$
 Armatura superiore $6\Phi 20$
 Armatura inferiore $6\Phi 18$
 Cavi n.4 cavi 7 trefoli – $A=42.0 \text{ cm}^2$

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



Sezione di base S4 bxh=110x111cm
 Armatura superiore 6Φ20
 Armatura inferiore 6Φ18
 Cavi n.4 cavi 7 trefoli – A=42.0 cmq



Si svolgono le verifiche a taglio nel marciapiede considerando la sezione S0, S4 ed S5 (punta mensola). Base=1100mm. Armatura d14/20cm 4 bracci.

Materiali		Geometria			Armature trasversali			Forze agenti SLU		Metodo calcolo	Forze resistenti SLU					Verifica			
Rck [MPa]	f _{yk} [MPa]	b _w [mm]	c [mm]	d [mm]	staffa [mm]	n° bracci	passo [mm]	Ved [KN]	Ned [KN]		Vrd1 [KN]	Vvd [KN]	Vrd3 [KN]	Vrd2 [KN]	θ	Vrsd [KN]	Vrcd [KN]	Vrd _{min} [KN]	Check
45	450	1100	50	1290	14	4	200	472		NTC	-	-	-	-	45	1398	6332,3	1398	SEZIONE VERIFICATA
45	450	1100	50	480	14	4	200	294		NTC	-	-	-	-	45	520,18	2356,2	520,18	SEZIONE VERIFICATA
45	450	1100	50	580	14	4	200	294		NTC	-	-	-	-	45	628,55	2847,1	628,55	SEZIONE VERIFICATA

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

11.2 STRUTTURA AD ARCO

Lo studio del comportamento strutturale dell'arco verso il piazzale San Giuseppe è svolto modellando una striscia unitaria di struttura mediante elementi di tipo "shell". Il modello si completa con l'interazione di una trave principale appartenente alla piastra metallica.

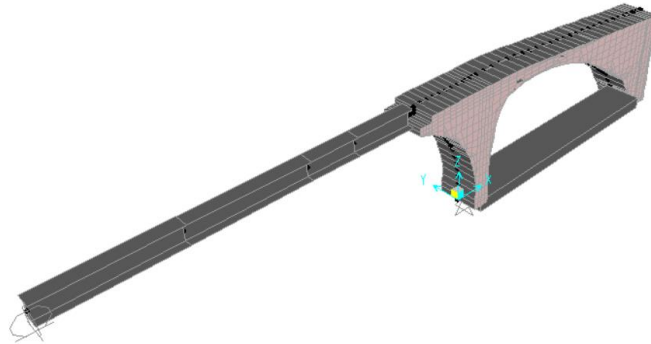
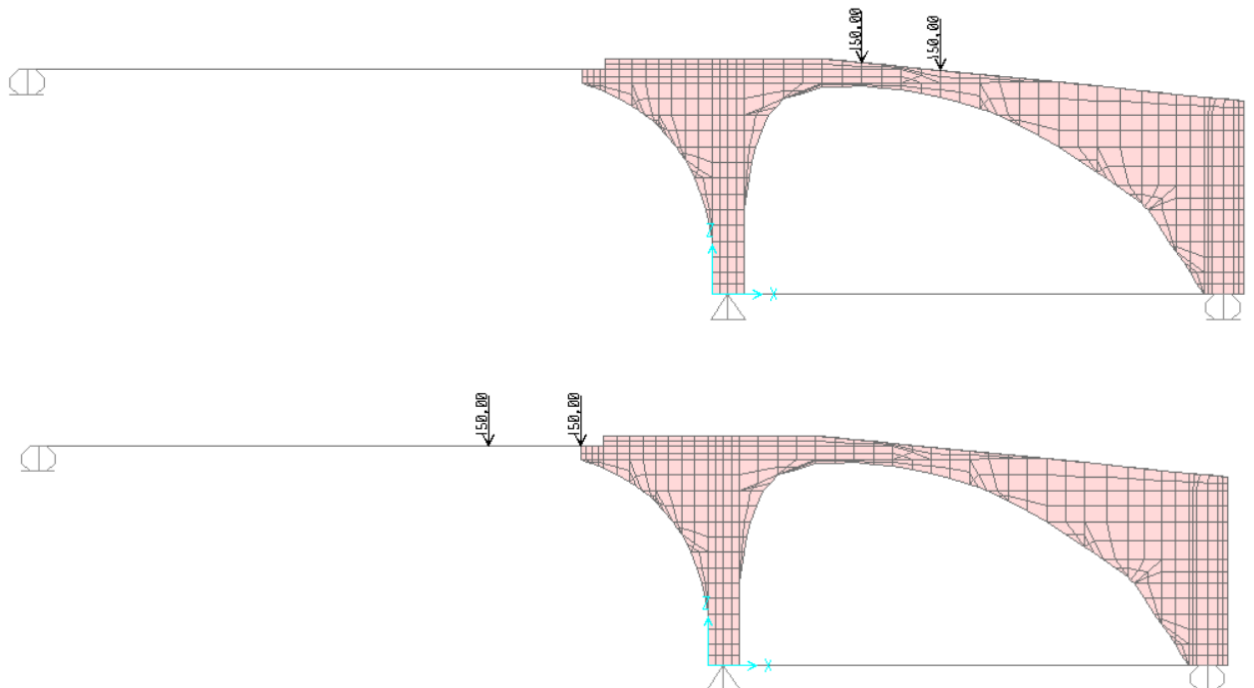


Figura 12. Modello numerico

La spinta dell'arco è contrastata alla base mediante una soletta in cemento armato gettata in opera di spessore 30cm.

La striscia unitaria di arco appartiene alla corsia convenzionale 1 che risulta essere la più sfavorevole in termini di carico e sollecitazione. Nello specifico si considera un carico distribuito G2 pari a 1.2KN/m oltre al carico accidentale composto da carico uniforme (9 KN/m) + tandem (n.2 Q=150KN con passo 1.2m). Il carico da traffico (tandem) si applica come forza concentrata nelle posizioni più sfavorevoli (previsti 6 casi).



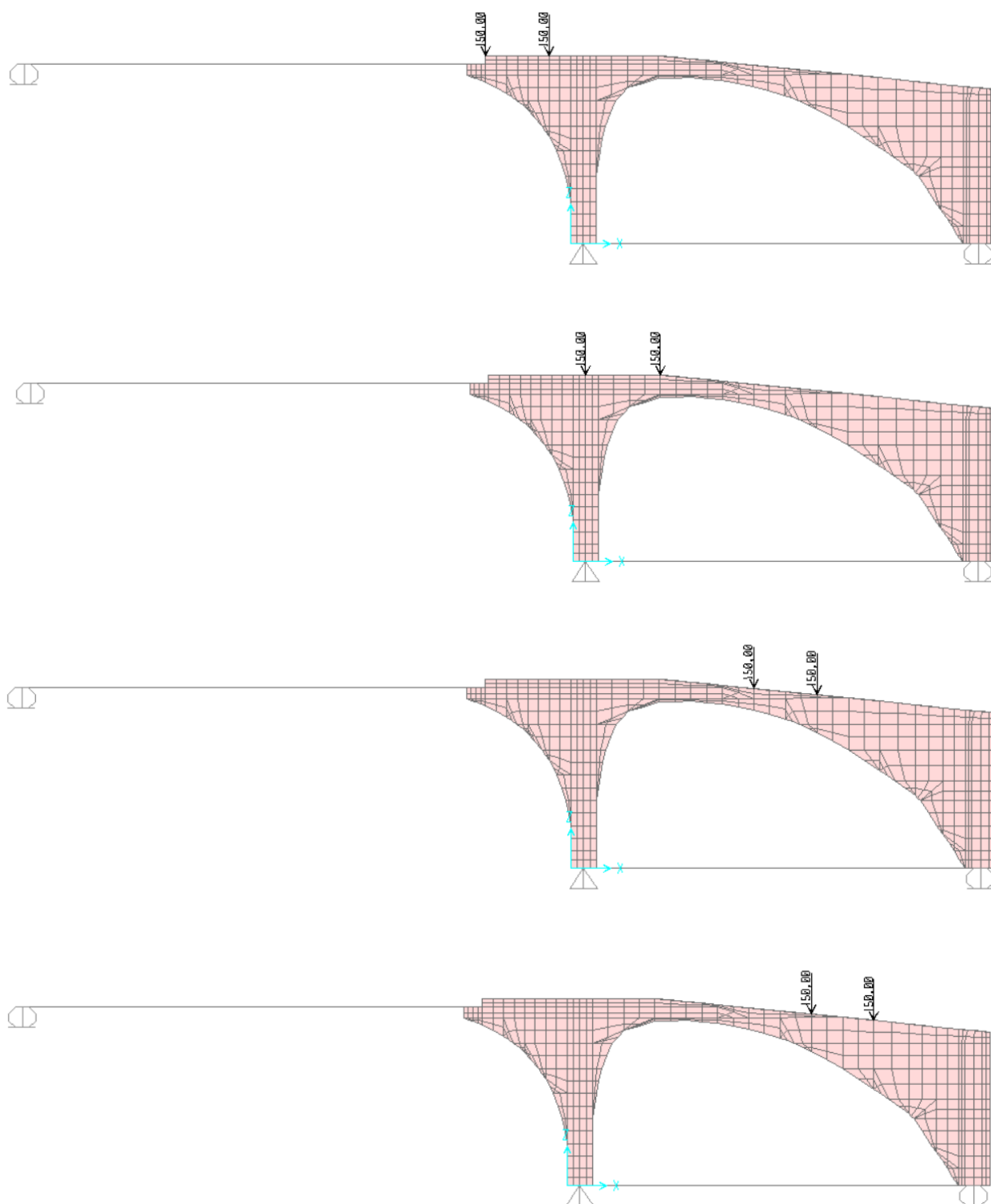


Figura 13. Modello numerico carico 1 (puntuale statico)

Oltre alla combinazione di carico precedente si applica in "carico 2" (previsti 7 casi).

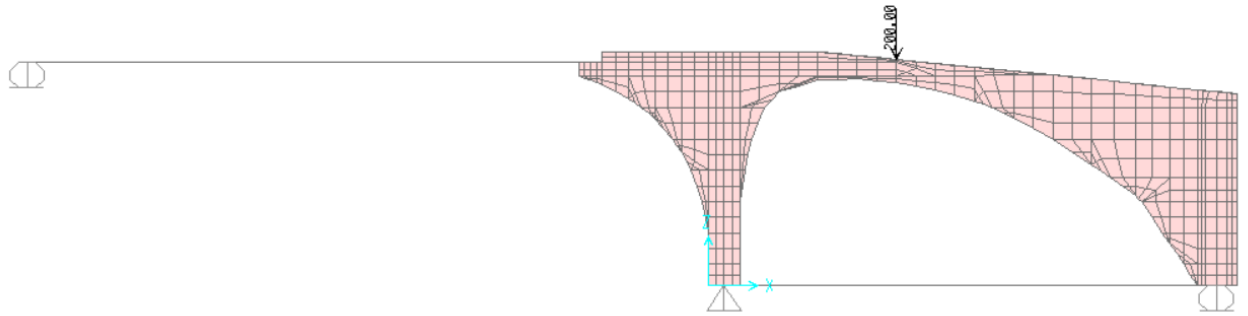
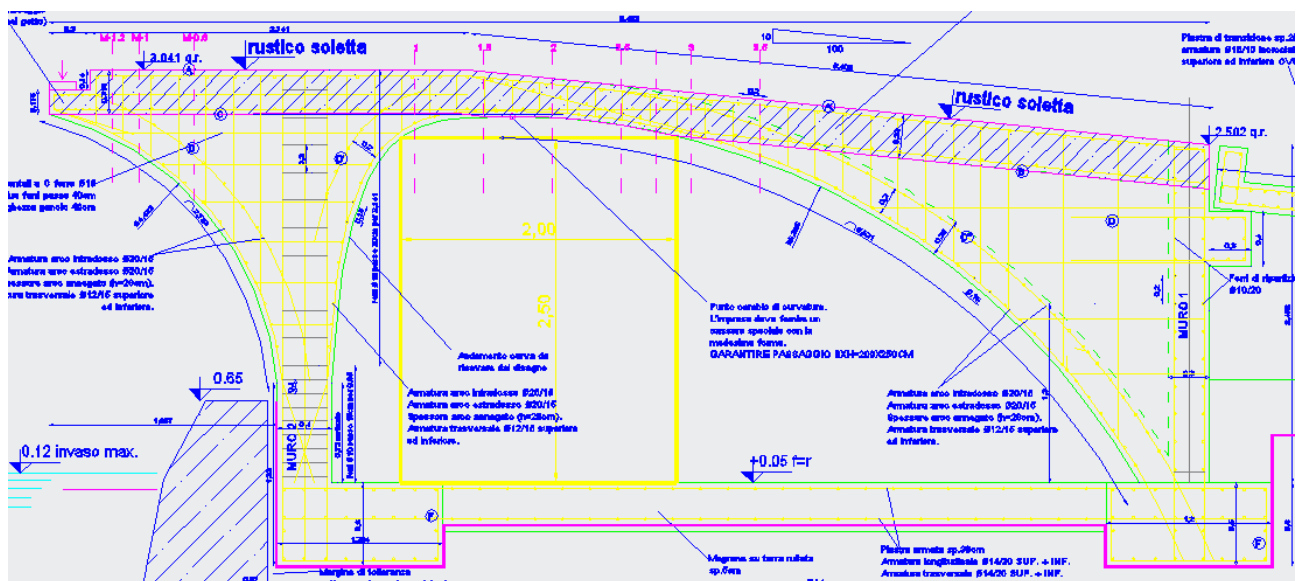


Figura 13. Modello numerico carico 2 (puntuale statico)

Per il dimensionamento dell'arco si considera l'involuppo delle sollecitazioni ottenute da tutte le combinazioni di carico.

Si esaminano le seguenti sezioni critiche della struttura ad arco, in sintesi:

- n.7 sezioni in corrispondenza della chiave denominate da sez.1 a sez.3.5: il numero rappresenta la distanza in metri dal filo più esterno della colonna in adiacenza con l'argine del Naviglio;
- n.3 sezioni sul lato opposto denominate M-0.16, M-1 ed M -1.2. Anche in questo caso ci si riferisce alla colonna come nel caso precedente;
- n. 2 sezione alla base della colonna verso il Naviglio (sez. base 1);
- n.2 sezioni alla base della colonna verso piazzale San Giuseppe (sez. base 2);
- n.1 sezione del tirante di base (sez tirante).



Il dimensionamento dell'arco è svolto verificando che per ogni sezione considerata siano soddisfatte le verifiche allo stato limite ultimo. Per ogni sezione si individua l'altezza della struttura ($b=100\text{cm}$).

In sintesi:

- sez.1 → $h=42\text{cm}$;
- sez.1.5 → $h=32\text{cm}$;
- sez.2 → $h=28\text{cm}$;
- sez.2.5 → $h=29\text{cm}$;

sez.2.75 → h=31cm;
 sez.3.0 → h=34cm;
 sez.3.5 → h=45cm;
 sez.M-0.6 → h=93cm;
 sez.M-1 → h=60cm;
 sez.M-1.2 → h=49cm;

La risultante delle azioni agenti nelle diverse sezioni si ottengono in modo automatico mediante il comando "section cut". Con F1 positiva si indica la forza di compressione ortogonale alla sezione. Con F3 la forza di taglio. Con M2 negativo si indica un momento che tende le fibre sup.

Di sotto si riportano le sollecitazioni nell'arco da sez. 1 a sez.3.5 e del tirante.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
Sez 1	SLU P2	Combination	-164	0	215	0	-274
Sez 1	SLU P3	Combination	-97	0	171	0	-210
Sez 1	SLU P4	Combination	58	0	271	0	-154
Sez 1	SLU P5	Combination	151	0	293	0	-348
Sez 1	SLU P6	Combination	110	0	230	0	-284
Sez 1	SLU L1	Combination	123	0	230	0	-229
Sez 1	SLU L2	Combination	-97	0	131	0	-170
Sez 1	SLU L3	Combination	-54	0	103	0	-129
Sez 1	SLU L4	Combination	57	0	31	0	-22
Sez 1	SLU L5	Combination	123	0	206	0	-238
Sez 1	SLU L6	Combination	108	0	172	0	-215
Sez 1	SLU L7	Combination	99	0	267	0	-156
Sez 1.5	SLU P1	Combination	159	0	348	0	-165
Sez 1.5	SLU P2	Combination	-164	0	201	0	-165
Sez 1.5	SLU P3	Combination	-97	0	157	0	-125
Sez 1.5	SLU P4	Combination	58	0	54	0	-24
Sez 1.5	SLU P5	Combination	151	0	279	0	-210
Sez 1.5	SLU P6	Combination	110	0	216	0	-176
Sez 1.5	SLU L1	Combination	123	0	222	0	-120
Sez 1.5	SLU L2	Combination	-97	0	123	0	-103
Sez 1.5	SLU L3	Combination	-54	0	95	0	-78
Sez 1.5	SLU L4	Combination	57	0	23	0	-11
Sez 1.5	SLU L5	Combination	123	0	198	0	-141
Sez 1.5	SLU L6	Combination	108	0	165	0	-135
Sez 1.5	SLU L7	Combination	99	0	259	0	-28
sez 2	SLU P1	Combination	159	0	134	0	7

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E
 RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

sez 2	SLU P2	Combination	-164	0	189	0	-69
sez 2	SLU P3	Combination	-97	0	145	0	-50
sez 2	SLU P4	Combination	58	0	42	0	0
sez 2	SLU P5	Combination	151	0	267	0	-73
sez 2	SLU P6	Combination	110	0	203	0	-71
sez 2	SLU L1	Combination	123	0	216	0	-10
sez 2	SLU L2	Combination	-97	0	117	0	-44
sez 2	SLU L3	Combination	-54	0	89	0	-32
sez 2	SLU L4	Combination	57	0	16	0	0
sez 2	SLU L5	Combination	123	0	192	0	-43
sez 2	SLU L6	Combination	108	0	158	0	-53
sez 2	SLU L7	Combination	99	0	-17	0	33
sez 2.5	SLU P1	Combination	159	0	122	0	74
sez 2.5	SLU P2	Combination	-164	0	177	0	19
sez 2.5	SLU P3	Combination	-97	0	133	0	17
sez 2.5	SLU P4	Combination	58	0	30	0	20
sez 2.5	SLU P5	Combination	151	0	255	0	61
sez 2.5	SLU P6	Combination	110	0	191	0	30
sez 2.5	SLU L1	Combination	123	0	-60	0	99
sez 2.5	SLU L2	Combination	-97	0	111	0	11
sez 2.5	SLU L3	Combination	-54	0	83	0	10
sez 2.5	SLU L4	Combination	57	0	11	0	8
sez 2.5	SLU L5	Combination	123	0	186	0	54
sez 2.5	SLU L6	Combination	108	0	153	0	27
sez 2.5	SLU L7	Combination	99	0	-23	0	25
sez 2.75	SLU P1	Combination	159	0	116	0	108
sez 2.75	SLU P2	Combination	-164	0	171	0	54
sez 2.75	SLU P3	Combination	-97	0	128	0	44
sez 2.75	SLU P4	Combination	58	0	24	0	28
sez 2.75	SLU P5	Combination	151	0	249	0	125
sez 2.75	SLU P6	Combination	110	0	186	0	78
sez 2.75	SLU L1	Combination	123	0	-62	0	90
sez 2.75	SLU L2	Combination	-97	0	109	0	33
sez 2.75	SLU L3	Combination	-54	0	81	0	27
sez 2.75	SLU L4	Combination	57	0	8	0	12
sez 2.75	SLU L5	Combination	123	0	183	0	102
sez 2.75	SLU L6	Combination	108	0	150	0	66
sez 2.75	SLU L7	Combination	99	0	-26	0	23
sez 3	SLU P1	Combination	159	0	-93	0	145
sez 3	SLU P2	Combination	-164	0	165	0	92
sez 3	SLU P3	Combination	-97	0	121	0	73
sez 3	SLU P4	Combination	58	0	18	0	36
sez 3	SLU P5	Combination	151	0	40	0	197

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - PROGETTO ESECUTIVO
 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

sez 3	SLU P6	Combination	110	0	179	0	132
sez 3	SLU L1	Combination	123	0	-66	0	78
sez 3	SLU L2	Combination	-97	0	105	0	58
sez 3	SLU L3	Combination	-54	0	78	0	46
sez 3	SLU L4	Combination	57	0	5	0	16
sez 3	SLU L5	Combination	123	0	-90	0	156
sez 3	SLU L6	Combination	108	0	147	0	110
sez 3	SLU L7	Combination	99	0	-29	0	20
sez 3.5	SLU P1	Combination	159	0	-106	0	109
sez 3.5	SLU P2	Combination	-164	0	152	0	158
sez 3.5	SLU P3	Combination	-97	0	108	0	123
sez 3.5	SLU P4	Combination	58	0	5	0	48
sez 3.5	SLU P5	Combination	151	0	27	0	228
sez 3.5	SLU P6	Combination	110	0	166	0	230
sez 3.5	SLU L1	Combination	123	0	-73	0	54
sez 3.5	SLU L2	Combination	-97	0	98	0	101
sez 3.5	SLU L3	Combination	-54	0	70	0	78
sez 3.5	SLU L4	Combination	57	0	-2	0	22
sez 3.5	SLU L5	Combination	123	0	-97	0	119
sez 3.5	SLU L6	Combination	108	0	139	0	193
sez 3.5	SLU L7	Combination	99	0	-36	0	12
sez tirante	SLU P1	Combination	-159	0	16	0	1
sez tirante	SLU P2	Combination	164	0	8	0	12
sez tirante	SLU P3	Combination	97	0	8	0	11
sez tirante	SLU P4	Combination	-58	0	10	0	7
sez tirante	SLU P5	Combination	-151	0	19	0	-1
sez tirante	SLU P6	Combination	-110	0	17	0	0
sez tirante	SLU L1	Combination	-123	0	13	0	3
sez tirante	SLU L2	Combination	97	0	8	0	11
sez tirante	SLU L3	Combination	54	0	8	0	10
sez tirante	SLU L4	Combination	-57	0	9	0	8
sez tirante	SLU L5	Combination	-123	0	15	0	2
sez tirante	SLU L6	Combination	-108	0	15	0	2
sez tirante	SLU L7	Combination	-99	0	10	0	6

Di sotto si riportano le sollecitazioni per colonne e sbalzo ad arco verso il lato del Naviglio.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
M -0.6	SLU P1	Combination	0	0	-104	0	-107
M -0.6	SLU P2	Combination	0	0	-473	0	-463
M -0.6	SLU P3	Combination	0	0	-304	0	-226
M -0.6	SLU P4	Combination	0	0	-104	0	-112

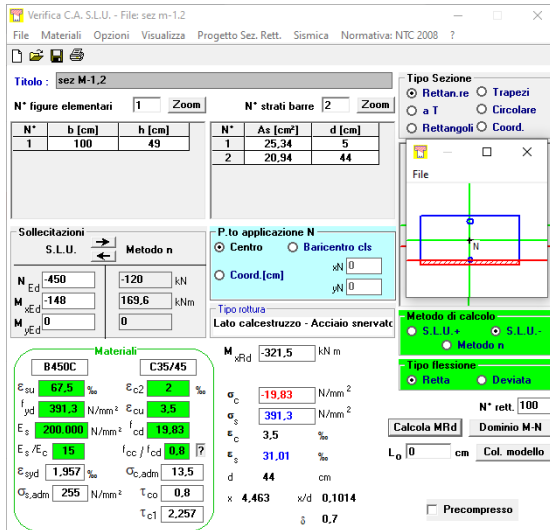
INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E
 RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

M -0.6	SLU P5	Combination	0	0	-103	0	-98
M -0.6	SLU P6	Combination	0	0	-103	0	-97
M -0.6	SLU L1	Combination	0	0	-49	0	-45
M -0.6	SLU L2	Combination	0	0	-313	0	-261
M -0.6	SLU L3	Combination	0	0	-318	0	-81
M -0.6	SLU L4	Combination	0	0	-50	0	-50
M -0.6	SLU L5	Combination	0	0	-49	0	-40
M -0.6	SLU L6	Combination	0	0	-48	0	-37
M -0.6	SLU L7	Combination	0	0	-50	0	-51
M -1	SLU P1	Combination	0	0	-91	0	-73
M -1	SLU P2	Combination	0	0	-461	0	-302
M -1	SLU P3	Combination	0	0	-291	0	-124
M -1	SLU P4	Combination	0	0	-92	0	-78
M -1	SLU P5	Combination	0	0	-90	0	-65
M -1	SLU P6	Combination	0	0	-90	0	-64
M -1	SLU L1	Combination	0	0	-40	0	-29
M -1	SLU L2	Combination	0	0	-304	0	-155
M -1	SLU L3	Combination	0	0	-39	0	-19
M -1	SLU L4	Combination	0	0	-41	0	-34
M -1	SLU L5	Combination	0	0	-40	0	-25
M -1	SLU L6	Combination	0	0	-39	0	-22
M -1	SLU L7	Combination	0	0	-41	0	-35
M -1,2	SLU P1	Combination	0	0	-81	0	-44
M -1,2	SLU P2	Combination	0	0	-450	0	-148
M -1,2	SLU P3	Combination	0	0	-281	0	-27
M -1,2	SLU P4	Combination	0	0	-81	0	-49
M -1,2	SLU P5	Combination	0	0	-80	0	-36
M -1,2	SLU P6	Combination	0	0	-80	0	-35
M -1,2	SLU L1	Combination	0	0	-34	0	-17
M -1,2	SLU L2	Combination	0	0	-298	0	-53
M -1,2	SLU L3	Combination	0	0	-33	0	-7
M -1,2	SLU L4	Combination	0	0	-35	0	-21
M -1,2	SLU L5	Combination	0	0	-34	0	-13
M -1,2	SLU L6	Combination	0	0	-33	0	-10
M -1,2	SLU L7	Combination	0	0	-35	0	-22
sez base 1	SLU P1	Combination	159	0	574	0	53
sez base 1	SLU P2	Combination	-164	0	796	0	12
sez base 1	SLU P3	Combination	-97	0	785	0	16
sez base 1	SLU P4	Combination	58	0	685	0	28
sez base 1	SLU P5	Combination	151	0	503	0	61
sez base 1	SLU P6	Combination	110	0	439	0	55
sez base 1	SLU L1	Combination	123	0	367	0	43
sez base 1	SLU L2	Combination	-97	0	532	0	14

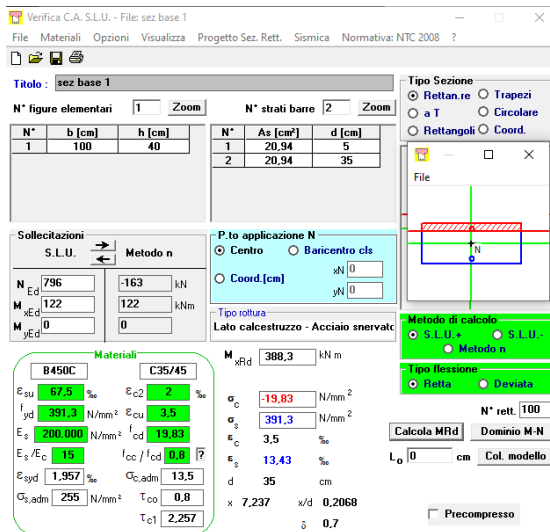
INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E
 RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

sez base 1	SLU L3	Combination	-54	0	509	0	17
sez base 1	SLU L4	Combination	57	0	438	0	25
sez base 1	SLU L5	Combination	123	0	342	0	48
sez base 1	SLU L6	Combination	108	0	309	0	48
sez base 1	SLU L7	Combination	99	0	405	0	33
sez base 1 h=8	SLU P1	Combination	159	0	565	0	-54
sez base 1 h=8	SLU P2	Combination	-164	0	787	0	122
sez base 1 h=8	SLU P3	Combination	-97	0	776	0	81
sez base 1 h=8	SLU P4	Combination	58	0	676	0	-11
sez base 1 h=8	SLU P5	Combination	151	0	494	0	-41
sez base 1 h=8	SLU P6	Combination	110	0	431	0	-19
sez base 1 h=8	SLU L1	Combination	123	0	358	0	-40
sez base 1 h=8	SLU L2	Combination	-97	0	523	0	80
sez base 1 h=8	SLU L3	Combination	-54	0	500	0	54
sez base 1 h=8	SLU L4	Combination	57	0	430	0	-13
sez base 1 h=8	SLU L5	Combination	123	0	334	0	-35
sez base 1 h=8	SLU L6	Combination	108	0	300	0	-24
sez base 1 h=8	SLU L7	Combination	99	0	396	0	-34
sez base 2	SLU P1	Combination	-159	0	302	0	13
sez base 2	SLU P2	Combination	164	0	45	0	3
sez base 2	SLU P3	Combination	97	0	89	0	-1
sez base 2	SLU P4	Combination	-58	0	192	0	-7
sez base 2	SLU P5	Combination	-151	0	372	0	28
sez base 2	SLU P6	Combination	-110	0	435	0	27
sez base 2	SLU L1	Combination	-123	0	228	0	1
sez base 2	SLU L2	Combination	97	0	57	0	-6
sez base 2	SLU L3	Combination	54	0	85	0	-9
sez base 2	SLU L4	Combination	-57	0	158	0	-15
sez base 2	SLU L5	Combination	-123	0	252	0	9
sez base 2	SLU L6	Combination	-108	0	286	0	13
sez base 2	SLU L7	Combination	-99	0	192	0	-11
sez base 2 h=0.8	SLU P1	Combination	-159	0	286	0	57
sez base 2 h=0.8	SLU P2	Combination	164	0	29	0	-116
sez base 2 h=0.8	SLU P3	Combination	97	0	73	0	-84
sez base 2 h=0.8	SLU P4	Combination	-58	0	176	0	-8
sez base 2 h=0.8	SLU P5	Combination	-151	0	356	0	52
sez base 2 h=0.8	SLU P6	Combination	-110	0	419	0	9
sez base 2 h=0.8	SLU L1	Combination	-123	0	212	0	36
sez base 2 h=0.8	SLU L2	Combination	97	0	41	0	-83
sez base 2 h=0.8	SLU L3	Combination	54	0	69	0	-62
sez base 2 h=0.8	SLU L4	Combination	-57	0	142	0	-9
sez base 2 h=0.8	SLU L5	Combination	-123	0	236	0	39
sez base 2 h=0.8	SLU L6	Combination	-108	0	270	0	26

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

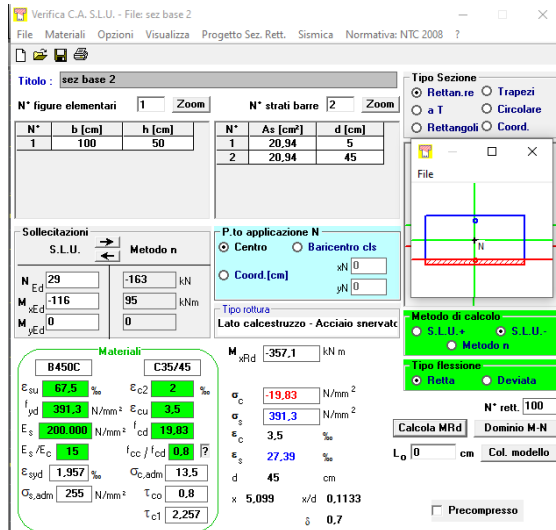


Sezione di base 1 bxh=100x40cm
 Armatura superiore 6.66Φ20
 Armatura inferiore 6.66Φ20
 Momento agente ultimo M=122KN max N=796KN



Sezione di base 2 bxh=100x50cm
 Armatura superiore 6.66Φ20
 Armatura inferiore 6.66Φ20
 Momento agente ultimo M=-116KN max N=29KN

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



Tutte le verifiche sono soddisfatte.

Per la verifica a taglio si indicano i massimi tagli agenti (stato limite ultimo da involucro) applicati ad una striscia unitaria (1m). Per ogni sezione si confronta la massima resistenza a taglio per elementi non resistenti a taglio: armatura inferiore composta da barre $\Phi 20/15$ cm.

6.2.2 Elementi che non richiedono armature a taglio

(1) Il valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ è dato da:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

in ogni caso non minore di

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

Per il calcolo della resistenza a taglio (formula da EC2 come indicata sopra) si utilizza un foglio di calcolo. A titolo di esempio si riporta il caso della sezione sez.1.

Geometria																		
b_w	=	1000	[mm]	base sezione														
h	=	420	[mm]	altezza sezione														
c	=	50	[mm]	copriferro armature (da filo esterno sezione a baricentro armature)														
α	=	90	[°]	inclinazione staffe resistenti a taglio														
Materiali																		
R_{ck}	=	45	[Mpa]	resistenza caratteristica cubica calcestruzzo (B=150mm)														
f_{ck}	=	35	[Mpa]	resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo														
f_{yk}	=	450	[Mpa]	resistenza caratteristica acciaio														
A_{s1}	=	2091,24	[mmq]						Check									
ρ_1	=	0,005652		rapporto geometrico di armatura longitudinale	<	0,02			1									
σ_{cp}	=	0,00	[Mpa]		<	0,2 fcd= 3,97	[Mpa]		1									
k	=	1,735215			<	2			1									
v_{min}	=	0,473295																
V_{rd}	=	(0,18	k	$(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}/1,5$	+ σ_{cp}	b_w	d =	208,37	KN	>	(v_{min}	+ 0,15	σ_{cp})	b_w	d =	175,12	KN	1
SEZIONE NON VERIFICATA																		
1																		

sez.1 (h=42cm) → F3=Vmax=363 KN > Vrd,c=208 KN → richiesta armatura

a taglio;

sez.1.5 (h=32cm) → F3=Vmax=348 KN > Vrd,c=181 KN → richiesta armatura

a taglio;

sez.2 (h=28cm) → F3=Vmax=267 KN > Vrd,c=169 KN → richiesta armatura

a taglio;

sez.2.5 (h=29cm) → F3=Vmax=255 KN > Vrd,c=172 KN → richiesta armatura

a taglio;

sez.2.75(h=31cm) → F3=Vmax=249 KN > Vrd,c=178KN → richiesta armatura

a taglio;

sez.3.0 (h=34cm) → F3=Vmax=179 KN < Vrd,c=186 KN → non richiesta

armatura a taglio;

sez.3.5 (h=45cm) → F3=Vmax=166 KN < Vrd,c=215 KN → non richiesta

armatura a taglio;

sez.M-0.6 (h=93cm) → F3=Vmax=473 KN > Vrd,c=327 KN → richiesta armatura

a taglio;

sez.M-1 (h=60cm) → F3=Vmax=461 KN > Vrd,c=250 KN → richiesta armatura

a taglio;

sez.M-1.2 (h=49cm) → F3=Vmax=450 KN > Vrd,c=225 KN → richiesta armatura

a taglio.

sez. base 1 (h=40cm) → F1=Vmax=164 KN > Vrd,c=194 KN → non richiesta

armatura a taglio.

sez. base 2 (h=50cm) → F1=Vmax=164 KN > Vrd,c=220 KN → non richiesta

armatura a taglio.

Per ogni sezione dell'arco si utilizza una staffatura composta da $\Phi 12/20$ con numero di bracci pari 6.66 (passo trasversale 15cm in un metro).

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

La resistenza a taglio con armatura specifica è stata calcolata con le formule soprariportate, come

indicato al paragrafo §4.1.2.3.5.2 delle NTC18. I calcoli sono stati effettuati attraverso l'utilizzo di un foglio di calcolo.

A titolo esemplificativo viene riportata la sezione sez.1

Caratteristiche meccaniche dei materiali			
CALCESTRUZZO			
classe	=	C35/45	
f_{ck}	=	35 Mpa	resistenza caratteristica cilindrica a compressione
f_{ctk}	=	2.25 Mpa	resistenza caratteristica a trazione
γ_c	=	1.5	coefficiente parziale di sicurezza
α_{cc}	=	0.85	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
f_{cd}	=	19.83333 Mpa	resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd}	=	1.50 Mpa	resistenza di calcolo a trazione
ACCIAIO			
tipo	=	B450C	
f_{tk}	=	540 Mpa	tensione caratteristica a rottura
f_{yk}	=	450 Mpa	tensione caratteristica a snervamento
γ_s	=	1.15	coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	391.30 Mpa	resistenza di calcolo a trazione

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H	=	42 cm	altezza sezione
b_w	=	100 cm	larghezza sezione
h'	=	5 cm	copriferro
d	=	37 cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ	=	20 mm	diametro armatura
n°	=	6.66	numero barre
A_s	=	20.9 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ_l	=	0.0050	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ($\leq 0,02$)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N_{Ed}	=	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ_{cp}	=	0.00 Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ	=	12 mm	diametro staffe
n°	=	6.66	numero bracci
A_{sw}	=	7.5 cm ²	area dell'armatura trasversale
s	=	20 cm	passo delle staffe
α	=	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
ϑ	=	22.67°	angolo di inclinazione del puntone compresso
α_c	=	1.00	coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
			1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
			$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
f_{cd}	=	9.92 Mpa	resistenza a compressione ridotta ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V_{Rsd}	=	1174 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V_{Rcd}	=	1174 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
			$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$
V_{Rd}	=	1174 kN	resistenza di calcolo $\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

sez.1	(h=42cm)	→	F3=Vmax=363 kN < Vrd=1174 kN	→ Verificato;
sez.1.5	(h=32cm)	→	F3=Vmax=348 kN < Vrd=857 kN	→ Verificato;
sez.2	(h=28cm)	→	F3=Vmax=267 kN < Vrd=730 kN	→ Verificato;
sez.2.5	(h=29cm)	→	F3=Vmax=255 kN < Vrd=762 kN	→ Verificato;

sez.2.75(h=31cm)	→	F3=Vmax=249 KN < Vrd=825 KN	→ Verificato;
sez.3.0 (h=34cm)	→	F3=Vmax=179 KN < Vrd=920 KN	→ Verificato;
sez.3.5 (h=45cm)	→	F3=Vmax=166 KN < Vrd=1270 KN	→ Verificato;
sez.M-0.6 (h=93cm)	→	F3=Vmax=473 KN < Vrd=2793 KN	→ Verificato;
sez.M-1 (h=60cm)	→	F3=Vmax=461 KN < Vrd=1746 KN	→ Verificato;
sez.M-1.2 (h=49cm)	→	F3=Vmax=450 KN < Vrd=1396 KN	→ Verificato.

In seguito vengono riportate le sollecitazioni ricavate dall'analisi con le combinazioni sismiche allo stato limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV). Per tutte le sezioni le combinazioni sismiche portano a risultati meno gravosi rispetto alle sollecitazioni ottenute con le precedenti combinazioni di carico.

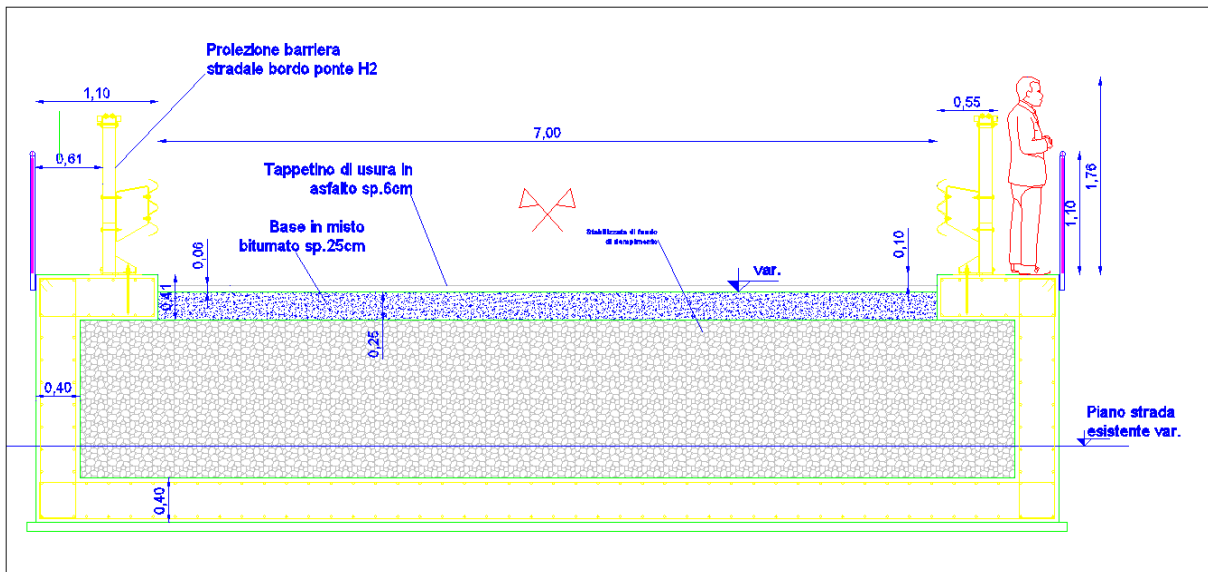
TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
M -0.6	SLV_combo	Combination	Max	7	0	-33	0	-30
M -0.6	SLV_combo	Combination	Min	-7	0	-38	0	-33
M -0.6	SLD_combo	Combination	Max	7	0	-33	0	-30
M -0.6	SLD_combo	Combination	Min	-7	0	-38	0	-33
M -1	SLV_combo	Combination	Max	5	0	-27	0	-20
M -1	SLV_combo	Combination	Min	-5	0	-31	0	-21
M -1	SLD_combo	Combination	Max	5	0	-27	0	-20
M -1	SLD_combo	Combination	Min	-5	0	-31	0	-21
M -1,2	SLV_combo	Combination	Max	4	0	-23	0	-11
M -1,2	SLV_combo	Combination	Min	-4	0	-25	0	-13
M -1,2	SLD_combo	Combination	Max	4	0	-23	0	-11
M -1,2	SLD_combo	Combination	Min	-4	0	-25	0	-13
Sez 1	SLV_combo	Combination	Max	14	0	62	0	-27
Sez 1	SLV_combo	Combination	Min	8	0	28	0	-72
Sez 1	SLD_combo	Combination	Max	14	0	62	0	-27
Sez 1	SLD_combo	Combination	Min	8	0	28	0	-72
Sez 1.5	SLV_combo	Combination	Max	15	0	56	0	-15
Sez 1.5	SLV_combo	Combination	Min	7	0	22	0	-43
Sez 1.5	SLD_combo	Combination	Max	15	0	56	0	-15
Sez 1.5	SLD_combo	Combination	Min	7	0	22	0	-43
sez 2	SLV_combo	Combination	Max	15	0	51	0	-5
sez 2	SLV_combo	Combination	Min	6	0	18	0	-17
sez 2	SLD_combo	Combination	Max	15	0	51	0	-5
sez 2	SLD_combo	Combination	Min	6	0	18	0	-17
sez 2.5	SLV_combo	Combination	Max	16	0	46	0	8
sez 2.5	SLV_combo	Combination	Min	5	0	14	0	3
sez 2.5	SLD_combo	Combination	Max	16	0	46	0	8

sez 2.5	SLD_combo	Combination	Min	5	0	14	0	3
sez 2.75	SLV_combo	Combination	Max	17	0	44	0	18
sez 2.75	SLV_combo	Combination	Min	5	0	12	0	6
sez 2.75	SLD_combo	Combination	Max	17	0	44	0	18
sez 2.75	SLD_combo	Combination	Min	5	0	12	0	6
sez 3	SLV_combo	Combination	Max	17	0	41	0	30
sez 3	SLV_combo	Combination	Min	5	0	10	0	10
sez 3	SLD_combo	Combination	Max	17	0	41	0	30
sez 3	SLD_combo	Combination	Min	5	0	10	0	10
sez 3.5	SLV_combo	Combination	Max	18	0	35	0	50
sez 3.5	SLV_combo	Combination	Min	4	0	5	0	15
sez 3.5	SLD_combo	Combination	Max	18	0	35	0	50
sez 3.5	SLD_combo	Combination	Min	4	0	5	0	15
sez base 1	SLV_combo	Combination	Max	26	0	167	0	22
sez base 1	SLV_combo	Combination	Min	-5	0	129	0	14
sez base 1	SLD_combo	Combination	Max	26	0	167	0	22
sez base 1	SLD_combo	Combination	Min	-5	0	129	0	14
sez base 1 h=8	SLV_combo	Combination	Max	26	0	160	0	17
sez base 1 h=8	SLV_combo	Combination	Min	-4	0	122	0	4
sez base 1 h=8	SLD_combo	Combination	Max	26	0	160	0	17
sez base 1 h=8	SLD_combo	Combination	Min	-4	0	122	0	4
sez base 2	SLV_combo	Combination	Max	15	0	108	0	-6
sez base 2	SLV_combo	Combination	Min	-37	0	90	0	-15
sez base 2	SLD_combo	Combination	Max	15	0	108	0	-6
sez base 2	SLD_combo	Combination	Min	-37	0	90	0	-15
sez base 2 h=0.8	SLV_combo	Combination	Max	14	0	96	0	-11
sez base 2 h=0.8	SLV_combo	Combination	Min	-36	0	77	0	-35
sez base 2 h=0.8	SLD_combo	Combination	Max	14	0	96	0	-11
sez base 2 h=0.8	SLD_combo	Combination	Min	-36	0	77	0	-35
sez base totale	SLV_combo	Combination	Max	41	0	261	0	389
sez base totale	SLV_combo	Combination	Min	-41	0	232	0	194
sez base totale	SLD_combo	Combination	Max	41	0	261	0	389
sez base totale	SLD_combo	Combination	Min	-41	0	232	0	194
sez tirante	SLV_combo	Combination	Max	16	0	8	0	8
sez tirante	SLV_combo	Combination	Min	-38	0	5	0	5
sez tirante	SLD_combo	Combination	Max	16	0	8	0	8
sez tirante	SLD_combo	Combination	Min	-38	0	5	0	5

11.3 STRUTTURA A CASSONE PRESSO ZONA RILEVATO

La struttura a cassone in cemento armato verso via Ghisoni è costituita da una piastra di fondazione di spessore 40cm e larghezza 9.2m e da due muri laterali spessi 40cm che raggiungono la loro altezza massima pari a 2.2m (dalla base della fondazione) in prossimità della zona adiacente alla struttura ad

arco. In sommità di ciascun muro è presente un marciapiede di spessore 0.41m e largo 1.1m.



11.3.1 MURI LATERALI

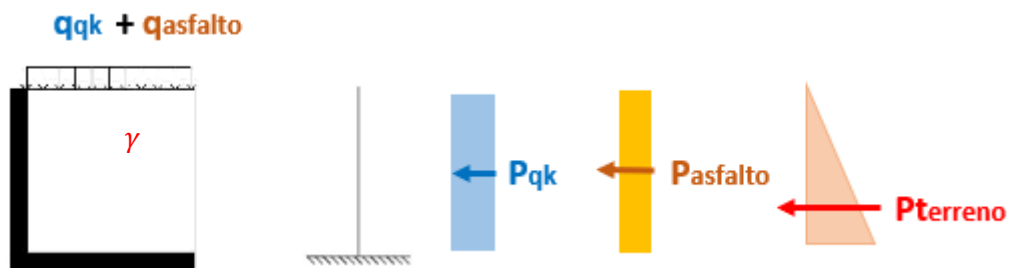
I muri laterali sono stati dimensionati schematizzando una porzione del muro di lunghezza unitaria in prossimità dell'arco con una mensola incastrata alla base della fondazione.

I carichi orizzontali agenti sulla mensola derivano dalla spinta attiva del terreno di riempimento e dalla spinta indotta dal sovraccarico della soletta in asfalto (1.2 kN/m^2) e dai carichi da traffico. In accordo con il punto C5.1.3.3.5.1 della circolare 21/01/2019 per il calcolo dei carichi verticali da traffico sul rilevato si è considerato applicato lo schema di carico 1 considerando un carico applicato puntualmente pari a $2Q_{k1} = 300 \text{ kN}$ e un carico distribuito $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$, mentre i carichi orizzontali da traffico vengono considerati assenti come indicato al punto C5.1.3.3.5.2 della medesima circolare.

Le spinte sulla parete vengono considerate in direzione perpendicolare a questa in quanto l'angolo di attrito muro terreno è stato trascurato. Questa assunzione consente di adottare la teoria di Rankine e porta a una stima in eccesso e quindi a favore di sicurezza.

Per il calcolo delle spinte è stato assunto un coefficiente di spinta a riposo $K_a = 0.4$ e il peso specifico del terreno di riempimento pari a 20 kN/m^3 .

Lo schema di carico e i diagrammi delle spinte indotte dai carichi vengono riportati nella immagine sottostante.



In seguito vengono riportati i valori delle risultanti delle spinte attive indotte dal terreno e dai carichi

distribuiti applicati ad un'altezza pari a 1,59m dalla base del muro.

$$P_{\text{terreno}} = \gamma_{G1} \frac{H(H\gamma' K_a + H\gamma_w)}{2} = 1,3 \cdot \frac{1,59 \cdot (1,59 \cdot 10 \cdot 0,4 + 1,59 \cdot 10)}{2} = 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{asfalto}} = \gamma_{G2} q_{\text{asfalto}} H^2 K_a = 1,5 \cdot 1,2 \cdot 1,59^2 \cdot 0,4 = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{qk} = \gamma_Q H q_{1k} K_a = 1,35 \cdot 1,59 \cdot 9 \cdot 0,4 = 7,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dove γ_{G1} , γ_{G2} e γ_Q sono i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni agli SLU sfavorevoli riportati nelle NTC18, mentre γ' rappresenta il peso del terreno alleggerito ($\gamma' = \gamma - \gamma_{\text{acqua}} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$).

Il valore del momento agente alla base della fascia di muro di lunghezza unitaria è stato ottenuto moltiplicando le tre forze per il relativo braccio mentre il taglio è pari alla somma delle forze.

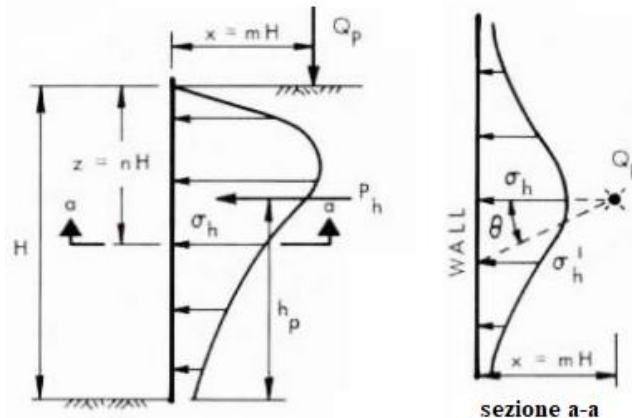
$$M_{\text{terreno}} = 12,19 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{asfalto}} = 0,91 \text{ kNm/m}$$

$$M_{qk} = 6,14 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della spinta indotta dal carico tandem puntuale si fa riferimento alle formule derivanti alla teoria di Boussinesq.

Come definito al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC18 il carico tandem viene applicato a una distanza di 0.5m dal marciapiede per cui la distanza tra il punto di applicazione del carico e il baricentro del muro risulta $X=1.4\text{m}$, mentre la quota di applicazione dalla base del muro è $H=1.9\text{m}$.



Nota $m = \frac{x}{H} = 0,7368 > 0,4$ per il calcolo dello sforzo orizzontale indotto dal sovraccarico al variare della profondità (z) attraverso la seguente espressione:

$$\sigma_h = 1,77 \frac{\gamma_Q Q_P}{H^2} \frac{m^2 \cdot n^2}{(m^2 + n^2)^3} \cdot \cos^2(1,1\vartheta)$$

Dove:

$n = \frac{z}{H}$ è un coefficiente che varia con la profondità

Q_P è il carico puntuale applicato

H è la distanza dal punto di applicazione del carico alla base del muro

ϑ è un parametro che definisce la distribuzione degli sforzi su una stessa sezione orizzontale alla generica quota z , per semplicità di calcolo si definisce $\vartheta = 0$ porta a risultati più cautelativi.

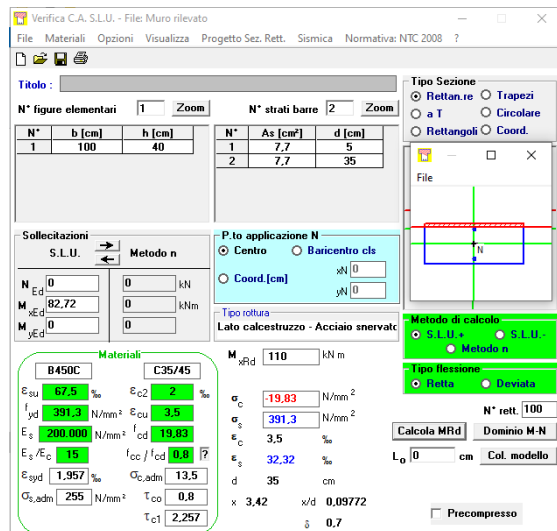
Integrando il valore della pressione lungo l'altezza attraverso un foglio di calcolo si trova che la

risultante è pari a una forza $Ph=69.6\text{kN/m}$ e ed è applicata ad una distanza $h=0.48h=0.912\text{m}$ dalla base del muro, ne risulta un momento $M_{Qk}=63.47\text{ kNm/m}$. I risultati ottenuti sono stati normalizzati per una lunghezza pari a 1.2m in modo tale da poterli sommare alle spinte indotte dai carichi distribuiti. Dalla somma delle sollecitazioni la sezione alla base del muro risulta essere soggetta a un momento $M_{Ed}=82.72\text{kNm/m}$ e a un taglio $V_{Ed}=101.5\text{kN/m}$.

I muri laterali del cassone vengono armati con ferri verticali $\Phi 14/20$ e armature correnti orizzontali $\Phi 10/20$ sia al lembo interno che al lembo esterno.

Le verifiche allo stato limite ultimo sono svolte mediante un programma specifico per sezioni in cemento armato.

Sezione muro $b \times h = 100 \times 40\text{cm}$
 Armatura superiore $5\Phi 14$
 Armatura inferiore $5\Phi 14$



In seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio senza armatura specifica effettuato secondo NTC18 tramite foglio di calcolo.

Caratteristiche della sezione		
GEOMETRIA		
H	=	40 cm altezza sezione
b_w	=	100 cm larghezza sezione
h'	=	5 cm copriferro
d	=	35 cm altezza utile
ARMATURA TESA		
ϕ	=	20 mm diametro armatura
n°	=	5.00 numero barre
A_s	=	15.7 cm ² area dell'armatura tesa
ρ_l	=	0.0039 rapporto geometrico d'armatura longitudinale ($\leq 0,02$)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N_{Ed}	=	0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ_{cp}	=	0.00 Mpa tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO $V_{Rd} = 176.63\text{ kN}$

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left[\left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0.035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

$V_{ed} = 101.5\text{ kN} < V_{rd} = 176\text{ kN}$

→non richiesta armatura a taglio.

11.3.2 PIASTRA DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda i carichi verticali gravanti sulla piastra di fondazione si assume che questi vengano trasmessi direttamente al terreno sottostante di conseguenza la piastra di fondazione risulta verificata a taglio.

Considerando il raccordo tra il muro e la piastra di fondazione come un vincolo rigido le sollecitazioni ottenute alla base del muro sono state riportate sulla sezione laterale della piastra di fondazione. La piastra di fondazione viene armata con ferri correnti trasversali $\Phi 14/20$ e ferri correnti longitudinali $\Phi 14/25$.

Le verifiche flessionali allo stato limite ultimo sono svolte mediante un programma specifico per sezioni in cemento armato.

Sezione muro bxh=100x40cm
 Armatura superiore 5 $\Phi 14$
 Armatura inferiore 5 $\Phi 14$

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	7,7	5
			2	7,7	35

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -101,5 0 kN
 M_{Ed} 82,7 0 kNm
 M_{Ed} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{ys,adm} 1,957 % C_{c,adm} 9,75
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 89,6 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 30,66 %
 d 35 cm
 x 3,586 x/d 0,1025
 δ 0,7

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Betta Deviato

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

La sezione risulta verificata.

11.4 PIASTRA LEVATOIA

La verifica della piastra metallica è svolta mediante un modello numerico tridimensionale separato. La piastra superiore è modellata con elementi tipo “shell” mentre per il graticcio di travi si utilizzano elementi tipo “frame” opportunamente distanziati dalla piastra superiore al fine di ottenere una rigidezza corrispondente alla situazione reale (piastra nervata).

Si elencano le caratteristiche geometriche dimensionali dei diversi elementi, in sintesi:

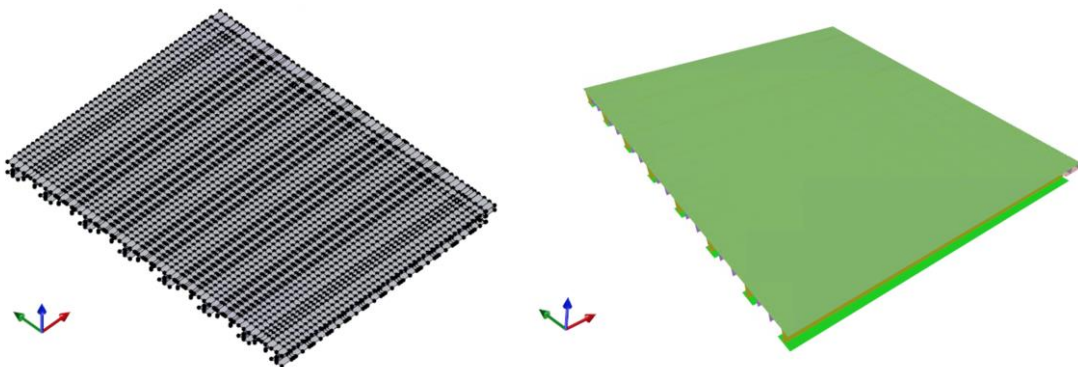
- 1) piastra superiore sp.25cm;
- 2) n.8 putrelle longitudinali principali scandite con passo regolare pari a $p=1.33\text{m}$ ad esclusione di delle ultime di estremità (lato marciapiede) avente passo $p=1.1\text{m}$. Le putrelle hanno forma a T rovescia con ala inferiore $b \times h=350 \times 40\text{mm}$ ed anima di spessore 25mm;
- 3) n.11 putrelle trasversali secondarie scandite con passo regolare pari a 60cm. Nella zona di aggancio dei pistoni di sollevamento (n.4) gli elementi secondari sono modificati con piastre come si evince dagli elaborati grafici. Le putrelle sono a forma di “canalina” con base superiore ed inferiore pari rispettivamente a 30cm e 15cm. Altezza $h=25\text{cm}$ da intradosso piastra superiore. Spessore $s=6\text{mm}$;

Altezza piastra (totale) da 37cm a 41cm con raggio di curvatura come indicato negli elaborati grafici. La piastra è un elemento monolitico saldato in officina.

11.4.1 ANALISI E MODELLAZIONE NUMERICA

Le analisi relative alla piastra levatoia sono state condotte attraverso il software di calcolo STKO prodotto da ASDEA Software Technology, Pescara, Italia (Petracca, M., Candeloro, F., & Camata, G. (2017)). STKO (Scientific ToolKit for OpenSees) è un pre- e post- processore del software OpenSees, che consiste in un programma “open-source” agli elementi finiti sviluppato presso l’Università di Berkeley ed impiegato nell’ambito dell’ingegneria sismica per la simulazione della risposta non lineare di sistemi strutturali e geotecnici (<http://opensees.berkeley.edu/>).

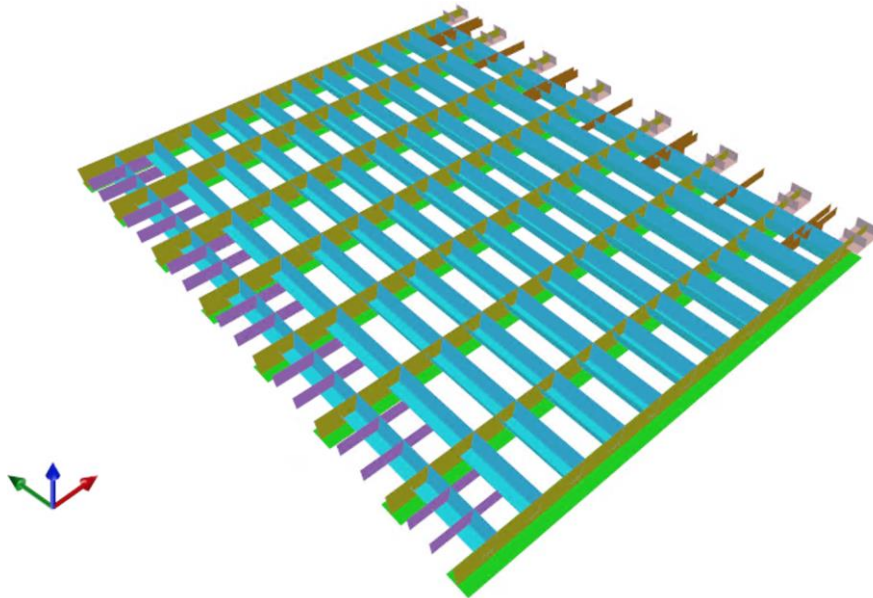
Sia la piastra superiore sia il graticcio di travi sono modellati con elementi tipo “shell”, in questo modo si ottiene un sistema globale la cui rigidezza corrisponde alla situazione reale (piastra nervata), di cui si riporta una rappresentazione nel seguito.



Le analisi sono eseguite in regime elastico lineare sia per lo SLU sia per lo SLE.

La piastra è collegata tramite una cerniera cilindrica fissa alla struttura a mensola ed è semplicemente appoggiata alla struttura ad arco mediante una sella.

Come si illustra nella figura seguente, vengono inseriti dei piatti di irrigidimento sia dal lato della cerniera cilindrica sia dal lato dei pistoni, al fine di evitare deformazioni troppo elevate in corrispondenza degli stessi e di garantire una maggiore redistribuzione dei carichi.



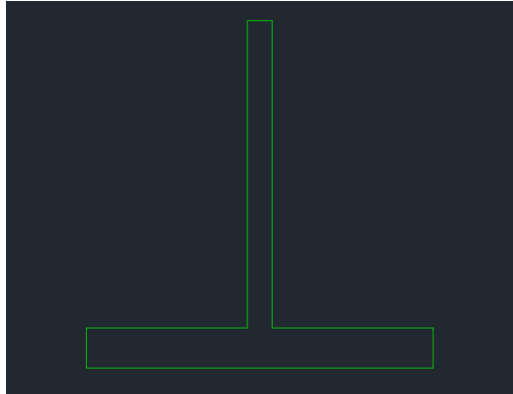
In particolare sono aggiunti:

- 1) n.2 piatti di irrigidimento trasversali, inseriti tra due travi principali consecutive (n.14 piatti totali), dal lato della cerniera cilindrica, e posti ad $1/3$ e $2/3$ della luce. Tali irrigidimenti hanno spessore pari a 10mm.
- 2) n.1 piatto di irrigidimento trasversali, inserito tra due travi principali dal lato dei pistoni, nella campata in cui non è presente il pistone, e posto in corrispondenza della mezzeria (n.3 piatti totali). Tali irrigidimenti hanno spessore pari a 15mm.
- 3) n.2 piatti di irrigidimento trasversali, inseriti tra due travi principali dal lato dei pistoni, ove essi sono presenti, in modo tale da permetterne il collegamento. Tali piatti hanno spessore 15mm.

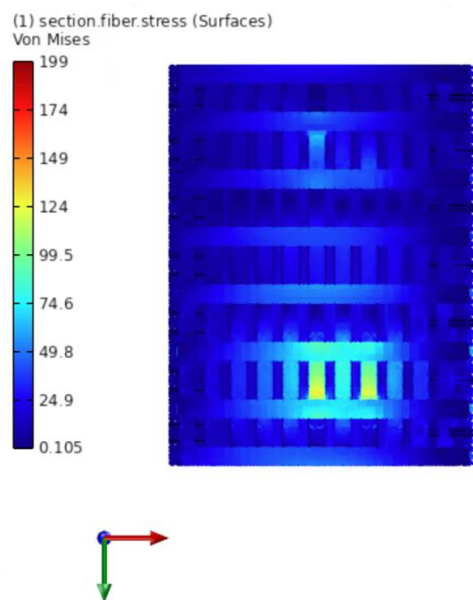
L'altezza totale della piastra varia da 37cm a 41cm, con diametro di curvatura, calcolato rispetto all'estradosso delle putrelle pari a 107.44 m; ai fini dell'analisi strutturale l'effetto di tale curvatura è stato trascurato. I calcoli sono svolti per un'altezza della piastra (compresa piastra superiore) pari a $H=25+340=365\text{mm}$.

11.4.2 VERIFICA PUTRELLE PRINCIPALI

Di seguito si riporta una schematizzazione della sezione trasversale delle putrelle principali.



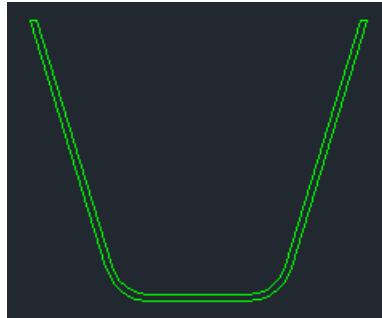
L'utilizzo di elementi tipo "shell" permette di leggere in modo diretto i valori degli sforzi agenti su ogni elemento; in particolare si ottengono le singole componenti di sforzo e lo sforzo di Von Mises, utile ai fini di verifica. Dai risultati delle analisi allo SLU, al variare della posizione del carico tandem, la situazione più gravosa è quella mostrata nella figura di seguito:



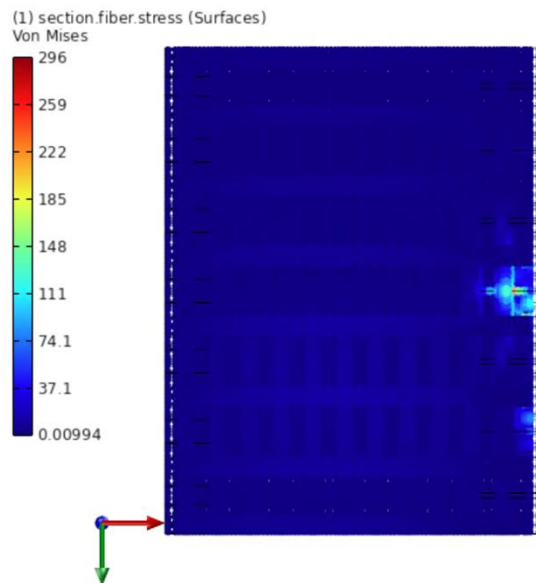
Il massimo valore di sforzo calcolato secondo il criterio di Von Mises risulta $\sigma=905 \text{ kg/cm}^2 < f_{yk}/1.05 = 3380.9 \text{ Kg/cm}^2$, la verifica è dunque soddisfatta.

11.4.3 VERIFICA PUTRELLE SECONDARIE

Le nervature secondarie sono composte da profili metallici a forma di canalina $h=245\text{mm}$ e spessore 6mm . I profili sono saldati alla piastra superiore ed agli elementi principali. Le basi superiore ed inferiore sono pari rispettivamente a 300mm e 150mm . I profili sono disposti con passo regolare pari a 60cm pertanto sotto la piastra avremo un elemento di irrigidimento ogni 30cm ($<$ dell'impronta della gomma pari a $40\text{cm}\times 40\text{cm}$).



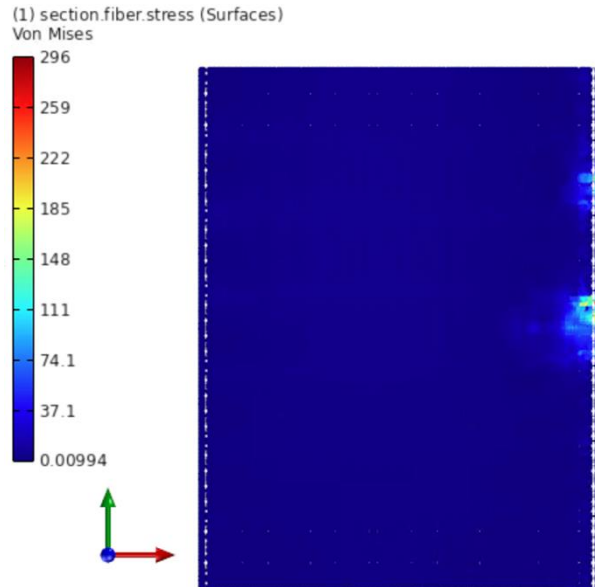
Per la verifica allo SLU si considera la sollecitazione maggiore derivante dall'involuppo delle diverse configurazioni di carico.



Il massimo valore di sforzo calcolato secondo il criterio di Von Mises risulta $\sigma=2590\text{ kg/cm}^2 < f_{yk}/1.05 = 3380.9\text{ Kg/cm}^2$, la verifica è dunque soddisfatta.

11.4.4 VERIFICA PIASTRA SUPERIORE

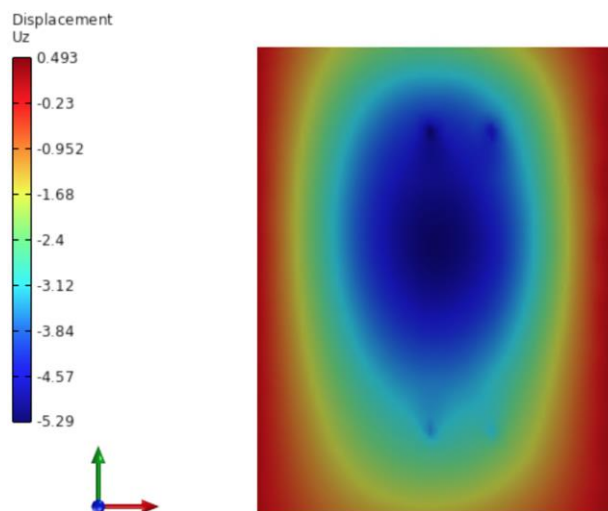
La verifica della piastra superiore si svolge controllando le massime tensioni agenti ottenute dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo; di seguito si riporta il risultato dell'analisi più gravosa.



Il valore massimo di sforzo di Von Mises è pari a 296 MPa, relativo ad un'unica analisi. Gli altri valori sono inferiori ai 260 MPa. Tutte le verifiche sono soddisfatte, in quanto le tensioni risultano inferiori a 3380.9 Kg/cm².

11.4.5 VERIFICA DEFORMABILITÀ

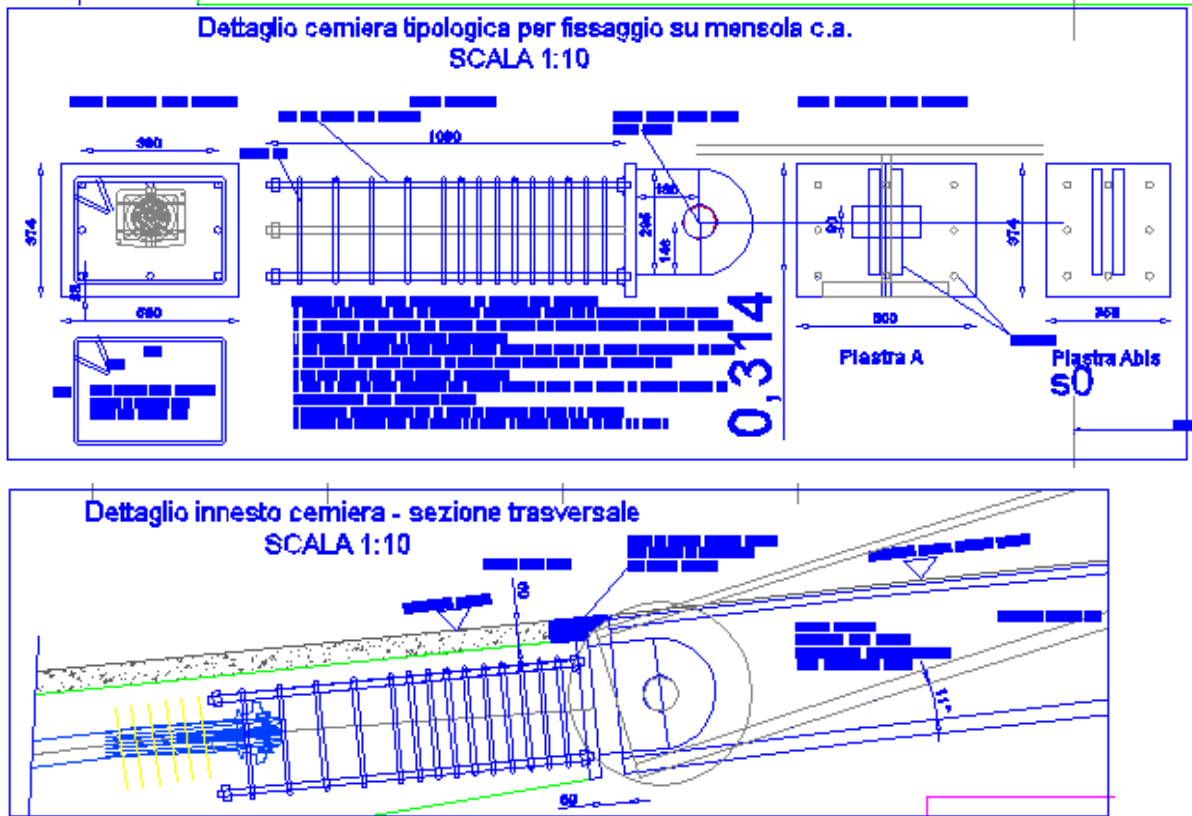
Si mostra la mappa degli spostamenti verticali in condizioni di esercizio (da involucro – comb. rara).



Si ottiene uno spostamento massimo di 5.3mm < $7200/500=14.4$ mm.

11.4.6 VERIFICA CERNIERE CILINDRICHE E PIASTRE

In sommità alla mensola cementizia (prefabbricata in opera) si annegano 8 cerniere cilindriche in acciaio S355 che permettono la rotazione della piastra levatoia. Il perno è composto da un cilindro pieno in acciaio S355 di diametro pari a 90mm: questo è posizionato alle estremità di due ali affiancate di spessore 25mm all'interno delle quali passa l'anima del profilo longitudinale della piastra (sp. 25mm). Dalle analisi numeriche risulta che la massima forza ultima agente nel singolo perno è pari a $P=363\text{KN}$.



La tabella sotto riportata riporta le verifiche prescritte al punto 4.2.8.1.2. delle NTC2018. In sintesi:

- verifica a taglio del perno;
- verifica a rifollamento delle piastre e limitazione delle tensioni;
- verifica a flessione e taglio delle piastre;
- verifica a strappo della lamiera attorno al perno;
- verifica combinata taglio-momento dei bulloni.

Forza SLE	268,9	KN	taglio nel perno in servizio					
Forza SLU	363,0	KN	taglio nel perno allo stato limite ultimo					
Calcolo resistenza di taglio								
d=	90	mm	diametro del perno					
A=	6358,5	mmq						
f _y =	335	N/mm ²	t>40mm	355	N/mm ²	t<40mm		
f _t =	470	N/mm ²	t>40mm	510	N/mm ²	t<40mm		

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

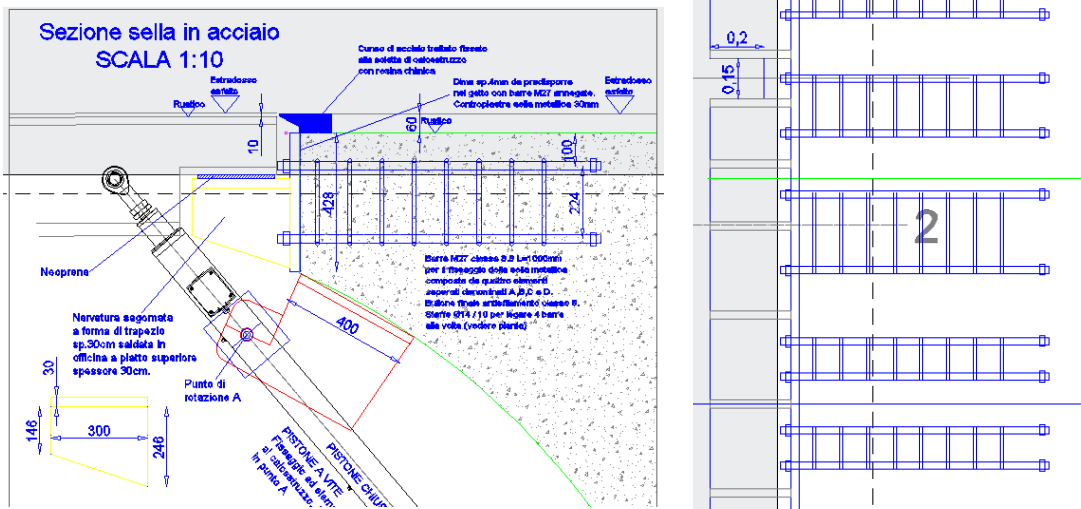
E=	200000	N/mm ²							
sic,m2	1,25								
Fv,rd=	1434,4776	KN	>	181,5	KN				
Calcolo resistenza rifollamento									
Sp anima longherone	25	mm	n.1						
Sp piatti da mensola	25	mm	n.2						
sezioni di taglio	2								
d=	90	mm							
sic,m0	1,05								
sic,m6	1								
Fb,rd=	1076,785714	KN	>	181,5	KN				
Wperno=	71533,125	mm ³		modulo resistenza elastico					
Jperno=	3218990,625	mm ⁴							
Mrd=	34,23370982	KNm		resistenza a flessione del perno					
Fb,rd,serv=	479,25	KN		limitazione a taglio nel perno in servizio		>	268,8889		
Mrd,serv=	19,17	KNm		limitazione a momento nel perno in servizio		>	5,041667		
d0=	95	mm		diametro foro alloggiamento					
fh,ed=	887,5	N/mm ²		limitazione della tensione di contatto					
oh,ed=	681,0223977	N/mm ²		tensione di contatto					
Verifica piatti cerniera									
F=	363	KN	forza su orecchie						
b=	0,18	m	braccio						
M=	65,34	KNm	momento ultimo						
b=	25	mm	spessore orecchia						
n=	2		numero orecchie						
h=	295	mm							
W=	725208,33	mm ³							
σ=	90,10	N/mm ²							
τ=	24,61	N/mm ²		σ _{id} =	99,67284	<	338,0952		

Verifica strappo lamiera									
L=	200	mm							
b=	25	mm							
σ =	36,3	N/mm ²	<	338,0952					
<p>The screenshot shows the Verifica C.A. S.L.U. software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several panels. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C25/30. The 'Sezioni' panel shows a table of reinforcement bars (N°, b [cm], h [cm], As [cm²], d [cm]). The 'Sollecitazioni' panel shows applied forces (N_{Ed}, M_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd}). The 'Metodo di calcolo' panel shows 'S.L.U.+' and 'Metodo n'. The 'Tipo flessione' panel shows 'Retta'. The 'Tipo rottura' panel shows 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. The 'Calcola MRd' and 'Dominio M-N' buttons are visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.</p>									
Verifica bulloni M20 (n.8)									
Ved=	45,375	KN		Vrd=	94,08	KN			
Ted=	62,8	KN		Ted=	141,12	KN			
Verifica 4.2.71	0,800	<	1	verifica soddisfatta					

11.4.7 VERIFICA SELLA DI APPOGGIO

L'appoggio della piastra levatoia sul lato opposto delle cerniere avviene mediante una sella metallica fissata all'arco in cemento armato. La sella è composta da piastra superiore, nervature verticali a forma di trapezio e piatto di testa tutti di spessore 30mm. In corrispondenza dei pistoni si lascia uno spazio per garantire il passaggio degli stessi durante il sollevamento. La sella è fissata con barre filettate M27 (classe 8.8) all'arco in cemento armato retrostante.

Di seguito si riporta una sezione tipologica e una vista in pianta (da estremità).



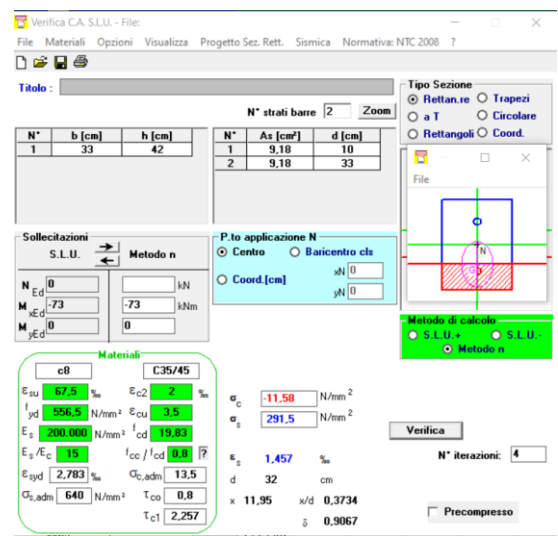
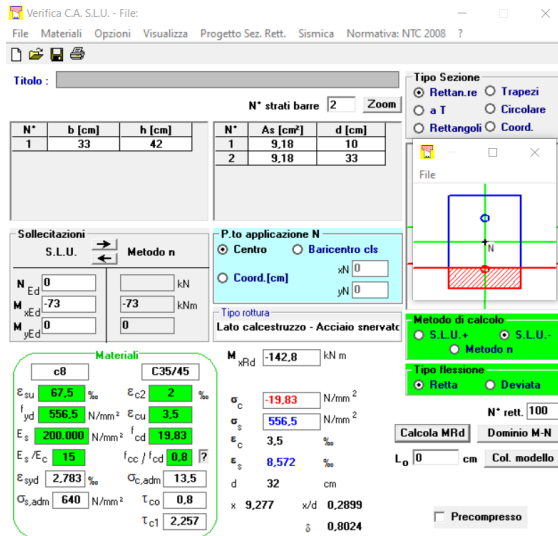
Dalle analisi numeriche risulta che la massima forza ultima agente sulla singola nervatura è pari a $P=313\text{KN}$.

La tabella che segue riporta le seguenti verifiche:

- verifica flessione e taglio della nervatura singola;
- strappo del tirafondo (sezione resistente $b \times h = 33 \times 42 \text{cm}$ con $2 + 2M27$);
- verifica combinata taglio-momento dei bulloni.

$h =$	255	mm			instabilità anima		
$b =$	30	mm			8,5	<	58,58039
$A =$	7650	mmq					
$W =$	325125	mmc					
$P =$	363000	N		363	KN		
$b =$	200	mm		braccio			
$M =$	72600000	Nmm		72,6	KNm		
$\tau =$	47,45098	Mpa					
$\sigma =$	223,2987	Mpa					
$\sigma_{id} =$	237,9435	Mpa	<	338,0952	Mpa		

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



Verifica a strappo					
459	mmq	Deq=	24,18085	mm	
		Al=	68335,07	mmq	
		fs=	2,35	Mpa	
		Fr=	160,5874	KN	
Ted=	134,028	KN	<	Fr	

Verifica bullone (combinata T,V)					
Ted=	134,028	KN	Trd=	264,384	KN
Ved=	90,75	KN	Ved=	176	KN
0,876979	<	1			

11.4.8 VERIFICA BECCO DI APPOGGIO SU SELLA

Il becco di appoggio risulta essere sensibile a tre possibili meccanismi, qui di seguito specificati e verificati.

- Il primo meccanismo consiste nel tranciamento del becco, dovuto ad un taglio maggiore del taglio limite. Il valore massimo di sforzo di taglio ottenuto dall'involuppo delle combinazioni di carico risulta pari a 503.8 Kg/cm², valore inferiore alla resistenza di taglio pari a 3550/1.05/1.73 = 1954.3 Kg/cm²; la verifica è soddisfatta.
- Il secondo meccanismo è quello associato ad una flessione del becco, di conseguenza si valuta il valore di sforzo associato al momento flettente. Il massimo ottenuto dall'involuppo delle combinazioni risulta pari a 518 Kg/cm² < f_{yk}/1.05 = 3380.9 Kg/cm², la verifica è dunque

soddisfatta.

Si esegue una verifica anche per tensione di Von Mises, il cui sforzo risulta pari a $1018 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yk}/1.05 = 3380.9 \text{ Kg/cm}^2$, la verifica è dunque soddisfatta.

- L'ultimo fenomeno a cui può essere soggetto il becco è quello associato all'instabilità del pannello d'anima. La massima compressione registrata risulta pari a 525 Kg/cm^2 , cui corrisponde un'azione assiale pari a 413.4 kN . Nella condizione più sfavorevole, la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa risulta pari a 163349 kN ; il piatto non presenta quindi problemi di instabilità.

11.5 FONDAZIONI SU PALI

Si considerano le combinazioni di carico elencate di seguito:

11.5.1 CALCOLO PORTATA PALI

Sulla base dei risultati della caratterizzazione geotecnica e delle caratteristiche strutturali delle opere in progetto sono state dimensionate mediante valutazioni sulla capacità portante del terreno le strutture di fondazione.

In relazione alle condizioni di drenaggio, l'ipotesi prevalente è che per le velocità di carico caratteristiche dei problemi di ingegneria geotecnica, la risposta meccanica dei materiali granulari (sabbie e ghiaie) avvenga praticamente sempre in condizioni drenate e pertanto senza apprezzabili sviluppi di sovrappressioni interstiziali. Conformemente a tale ipotesi, il parametro di resistenza al taglio più rilevante dei terreni a grana grossa è l'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_{picco} .

La determinazione di questo parametro è stata condotta utilizzando la nota procedura di Bolton (1986) che, utilizzando i concetti dello stato critico separa il contributo all'angolo di attrito ϕ' dovuto alla dilatanza da quello mobilitato in condizioni di volume costante ϕ'_{cv} . L'angolo di attrito di picco fornito dal metodo di Bolton (1986) è principalmente una funzione dello stato locale di addensamento del materiale (la cui determinazione è stata illustrata nel paragrafo precedente), della tensione di confinamento, e del percorso di sollecitazione (stress-path) cui è stato sottoposto.

Per condizioni di compressione triassiale Bolton (1986) propone di calcolare ϕ'_{picco} mediante le seguente espressione:

$$\phi'_{\text{picco}} = \phi'_{\text{cv}} + 3 \cdot \left\{ D_R \cdot \left[Q - \ln \left(100 \cdot \frac{P_f'}{P_a} \right) \right] - 1 \right\} \quad [4]$$

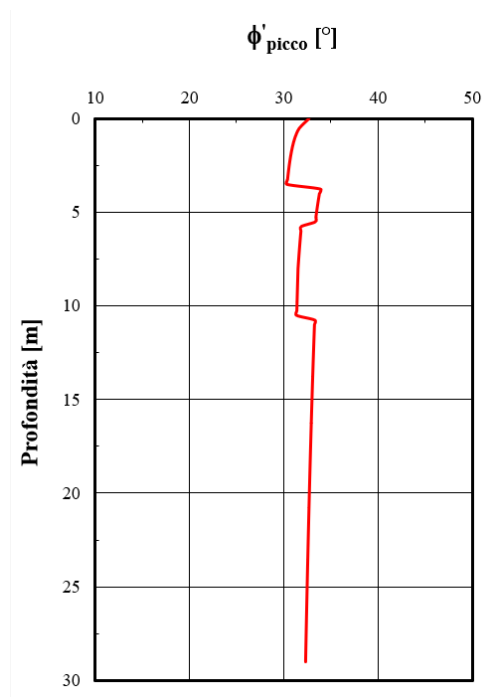
dove ϕ'_{cv} è l'angolo di attrito mobilitato allo stato critico (in condizioni di volume costante), Q è un parametro che dipende dalla mineralogia dei grani, P_f' è il valore a rottura della tensione di confinamento efficace media, e p_a è la pressione atmosferica.

Tenuto conto che il valore di ϕ'_{cv} è essenzialmente indipendente dal valore iniziale di densità relativa nonché dal tipo di prova (i.e. stress-path) utilizzato per determinarlo, Bolton (1986) suggerisce per sabbie debolmente limose, un valore di ϕ'_{cv} compreso in un campo di variazione tra $\phi'_{\text{cv}} = 30^\circ - 33^\circ$. In questo lavoro si è assunto cautelativamente $\phi'_{\text{cv}} = 30^\circ$.

Per quel che concerne il valore a rottura della tensione di confinamento efficace media P_f' , è lecito assumere in prima approssimazione $P_f' \cong 2 \cdot \sigma'_{\text{vo}}$ (Kulhawy and Mayne, 1990), mentre tenendo conto

delle caratteristiche mineralogiche delle formazioni esaminate è stato assunto per il parametro Q un valore pari a 10 (Bolton, 1986).

La figura seguente mostra l'andamento di ϕ'_{picco} con la profondità ottenuto dall'applicazione dell'Eq. [4]. Tale parametro assume successivamente un andamento quasi costante con la profondità (da 10.5 m circa) con valori ϕ'_{picco} compresi tra 32.3° e 33.3°.



Stima dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_{picco} mediante il metodo di Bolton (1986).

In considerazione delle caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione del nuovo edificio, e in virtù dell'entità dei carichi si è deciso di adottare per la struttura un'unica tipologia fondazionale costituita da fondazioni profonde, nella fattispecie pali trivellati CFA di lunghezza pari a 15m e diametro 800 mm (pali in compressione).

Il calcolo della capacità portante è stato eseguito con riferimento ad un palo singolo di fondazione trivellato e avente diametro D pari rispettivamente a 0.6 m e 0.8 m. Il calcolo è stato eseguito, per ciascun valore di diametro (D), assumendo una profondità d'imposta variabile da 10 a 30 m. La capacità portante è stata calcolata mediante "formule statiche" allo stato limite ultimo, come somma del carico

limite ultimo della portata di base P_b^{lim} e di quella per attrito laterale P_l^{lim} (Bowles, 1995; Lancellotta & Calavera, 1999):

$$P_t^{lim} = P_b^{lim} + P_l^{lim} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b^{lim} + \pi \cdot D \cdot \sum_j \Delta L_j \cdot \tau_1^{lim}(z_j) \quad [6]$$

dove q_b^{lim} e τ_1^{lim} sono rispettivamente la portata unitaria limite che può essere mobilitata alla base del palo e la resistenza unitaria limite lungo il fusto del palo. Quest'ultima è funzione della profondità z_j a cui viene calcolata; infine ΔL_j è la lunghezza del concio di palo alla profondità z_j .

È importante sottolineare che in terreni granulari la portata unitaria limite di base q_b^{lim} viene mobilitata in corrispondenza di spostamenti della base del palo inaccettabili per la struttura (> 100 % del diametro D del palo). Pertanto il valore q_b^{lim} riportato nell'Eq. [6] deve intendersi riferito ad un valore di cedimento che, allo stato limite ultimo, è considerato dell'ordine del 10-15% del diametro del palo.

La portata unitaria limite di base q_b^{lim} è stata valutata mediante il metodo standard basato sul calcolo del fattore di capacità portante N_q secondo Berezntzev (1965). La relazione corrispondente a tale metodo è la seguente:

$$q_b^{lim} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \quad [7]$$

dove N_q è il fattore adimensionale di capacità portante secondo Berezntzev (1965) funzione del rapporto L/D e dell'angolo di resistenza al taglio mobilitato ϕ'_s (vedi figura successiva). Il termine σ'_{v0} rappresenta la tensione litostatica efficace agente in corrispondenza della base del palo.

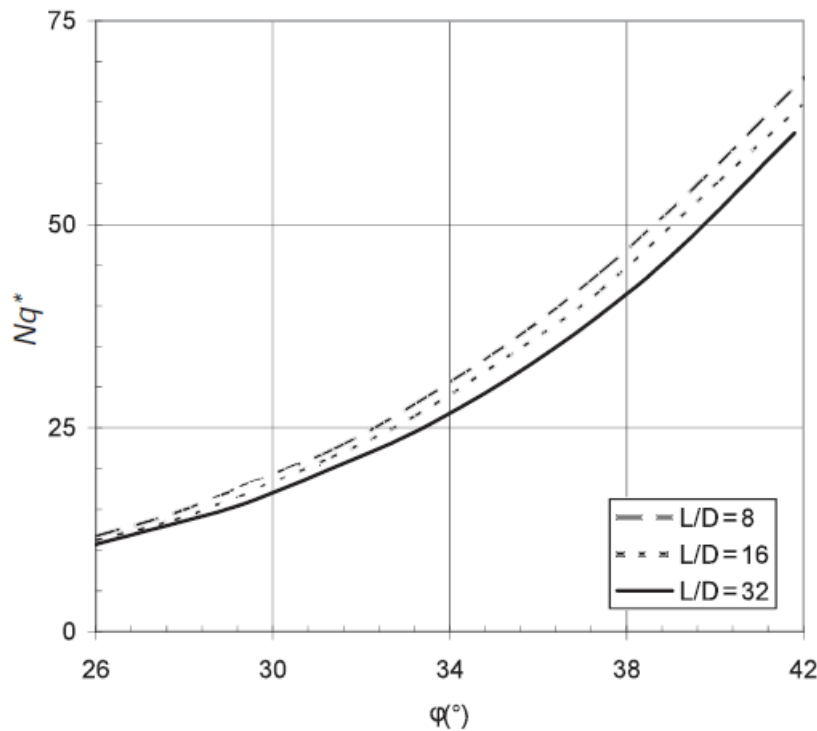


Figure 4.8 Values of the bearing capacity coefficient Nq^* corresponding to the onset of plastic deformations (source: Berezantzev 1965).

Fattore adimensionale di capacità portante Nq secondo Berezntzev (1965) per il calcolo della portata unitaria limite di base q_b^{\lim} in terreni granulari

La resistenza unitaria limite lungo il fusto del palo τ_1^{\lim} è stata calcolata mediante il metodo basato sull'interpretazione indiretta dei risultati delle prove SPT ('metodo β ').

La relazione corrispondente al metodo è (Lancellotta & Calavera, 1999):

$$\tau_1^{\lim}(z) = \beta(z) \cdot \sigma'_{v0}(z) \leq \tau_1^{\max} \quad [8]$$

dove $\beta(z) = 0.25 \leq NSPT/15 \cdot (1.5 - 0.245 \cdot z^{0.5}) \leq 1.2$ per $NSPT < 15$ e $\beta(z) = 0.25 \leq 1.5 - 0.245 \cdot z^{0.5} \leq 1.2$ per $NSPT > 15$. Infine $\tau_1^{\max} = 200$ kPa.

Una volta determinata mediante l'Eq.[6] la portata limite totale P_t^{\lim} per varie lunghezze del fusto, il carico ammissibile stato calcolato dividendo P_t^{\lim} per un coefficiente di sicurezza $FS = R3 \cdot \xi = 1.25 \cdot 1.65 = 2.06$.

Per il calcolo della portata ultima si utilizza un foglio di calcolo excel. Di seguito si riportano i dati di input implementati nel foglio di calcolo e le portate finali.

Valutazione Capacità Portante Palo di Fondazione in Terreni Granulari

Terreno normal-consolidato (OCR
 = 1)

$F_s = \frac{2,062}{5}$

Initial Data:

Posizione della falda [m] =	8	Angolo di attrito f'_{cv} [°] =	30
Peso di volume terreno [KN/m ³] =	18	Rapporto f_s/N_{SPT} [kg/cm ²] =	0,02
Peso di volume acqua [KN/m ³] =	10	Rapporto $q_{b,s/D=0.10}/N_{SPT}$ [kg/cm ²] =	0,80

Parametri geotecnici					
z	s'_v	N_{SPT}	D_R	p'_i	f'_{peak}
[m]	[kPa]	[blow/foot]	[-]	[kPa]	[°]
0,00	0,00	6	0,22	0,00	32,7
0,25	4,50	6	0,22	9,00	32,1
0,50	9,00	6	0,22	18,00	31,7
0,75	13,50	6	0,22	27,00	31,4
1,00	18,00	6	0,22	36,00	31,2
1,25	22,50	6	0,22	45,00	31,1
1,50	27,00	6	0,22	54,00	31,0
1,75	31,50	6	0,22	63,00	30,9
2,00	36,00	6	0,22	72,00	30,8
2,25	40,50	6	0,22	81,00	30,7
2,50	45,00	6	0,22	90,00	30,6
2,75	49,50	6	0,22	99,00	30,6
3,00	54,00	6	0,22	108,00	30,5
3,25	58,50	6	0,22	117,00	30,5
3,50	63,00	6	0,22	126,00	30,4
3,75	67,50	6	0,45	135,00	33,9
4,00	72,00	6	0,45	144,00	33,8
4,25	76,50	15	0,45	153,00	33,7
4,50	81,00	15	0,45	162,00	33,6
4,75	85,50	15	0,45	171,00	33,6
5,00	90,00	15	0,45	180,00	33,5
5,25	94,50	15	0,45	189,00	33,4
5,50	99,00	15	0,45	198,00	33,4
5,75	103,50	11	0,35	207,00	31,9
6,00	108,00	11	0,35	216,00	31,9
6,25	112,50	11	0,35	225,00	31,8
6,50	117,00	11	0,35	234,00	31,8
6,75	121,50	11	0,35	243,00	31,7
7,00	126,00	11	0,35	252,00	31,7
7,25	130,50	11	0,35	261,00	31,7
7,50	135,00	11	0,35	270,00	31,6
7,75	139,50	11	0,35	279,00	31,6

INTERVENTO DI NUOVA REALIZZAZIONE PONTE SUL NAVIGLIO PAVESE TRA VIA GHISONI E VIALE REPUBBLICA E RIQUALIFICAZIONE VIABILISTICA - **PROGETTO ESECUTIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

8,00	144,00	11	0,35	288,00	31,6
8,25	146,00	11	0,35	292,00	31,5
8,50	148,00	11	0,35	296,00	31,5
8,75	150,00	11	0,35	300,00	31,5
9,00	152,00	11	0,35	304,00	31,5
9,25	154,00	11	0,35	308,00	31,5
9,50	156,00	11	0,35	312,00	31,5
9,75	158,00	11	0,35	316,00	31,5
10,00	160,00	11	0,35	320,00	31,4
10,25	162,00	11	0,35	324,00	31,4
10,50	164,00	11	0,35	328,00	31,4
10,75	166,00	19	0,50	332,00	33,3
11,00	168,00	19	0,50	336,00	33,3
11,25	170,00	19	0,50	340,00	33,3
11,50	172,00	19	0,50	344,00	33,2
11,75	174,00	19	0,50	348,00	33,2
12,00	176,00	19	0,50	352,00	33,2
12,25	178,00	19	0,50	356,00	33,2
12,50	180,00	19	0,50	360,00	33,2
12,75	182,00	19	0,50	364,00	33,2
13,00	184,00	19	0,50	368,00	33,1
13,25	186,00	19	0,50	372,00	33,1
13,50	188,00	19	0,50	376,00	33,1
13,75	190,00	19	0,50	380,00	33,1
14,00	192,00	19	0,50	384,00	33,1
14,25	194,00	19	0,50	388,00	33,1
14,50	196,00	19	0,50	392,00	33,0
14,75	198,00	19	0,50	396,00	33,0
15,00	200,00	19	0,50	400,00	33,0
15,25	202,00	19	0,50	404,00	33,0
15,50	204,00	19	0,50	408,00	33,0
15,75	206,00	19	0,50	412,00	33,0
16,00	208,00	19	0,50	416,00	33,0
16,25	210,00	19	0,50	420,00	32,9
16,50	212,00	19	0,50	424,00	32,9
16,75	214,00	19	0,50	428,00	32,9
17,00	216,00	19	0,50	432,00	32,9
17,25	218,00	19	0,50	436,00	32,9
17,50	220,00	19	0,50	440,00	32,9
17,75	222,00	19	0,50	444,00	32,9
18,00	224,00	19	0,50	448,00	32,8
18,25	226,00	19	0,50	452,00	32,8
18,50	228,00	19	0,50	456,00	32,8
18,75	230,00	19	0,50	460,00	32,8
19,00	232,00	19	0,50	464,00	32,8
19,25	234,00	19	0,50	468,00	32,8
19,50	236,00	19	0,50	472,00	32,8
19,75	238,00	19	0,50	476,00	32,8
20,00	240,00	19	0,50	480,00	32,7

Portate ultime in compressione pali: in giallo si evidenziano le portate dei pali del progetto esecutivo.

Pu beta-- Palo singolo (Qu-PP) D = 120, 60, 80, 100, 150, 160, 180							
L	Q _{Tamm1} (120)	Q _{Tamm2} (60)	Q _{Tamm3} (80)	Q _{Tamm4} (100)	Q _{blim3} (150)	Q _{blim3} (160)	Q _{blim3} (180)
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
10	2607,61	853,77	1340,72	1955,17	3749,66	4173,91	5087,77
11	2805,99	955,92	1468,62	2119,34	4000,19	4442,05	5391,47
12	3052,48	1066,70	1624,40	2319,68	4319,73	4786,95	5788,62
13	3297,78	1173,93	1765,92	2518,91	4533,82	5012,06	6034,54
14	3562,66	1276,08	1948,31	2731,38	4860,53	5365,52	6443,37
15	3824,44	1378,38	2107,66	2941,27	5164,67	5693,59	6820,64
16	4082,58	1488,93	2264,59	3148,13	5421,21	5967,81	7130,46
17	4336,55	1607,33	2418,74	3351,51	5714,41	6284,12	7494,32
18	4585,83	1713,81	2569,75	3550,98	6003,18	6595,81	7853,21
19	4829,89	1786,76	2717,29	3746,10	6285,66	6900,80	8204,61
20	5068,22	1882,30	2861,01	3936,45	6548,98	7184,50	8530,13
21	5300,32	1972,20	3000,58	4121,61	6796,36	7450,62	8834,58
22	5525,70	2058,20	3135,67	4301,17	7030,58	7702,36	9122,07
23	5743,88	2140,14	3265,95	4374,18	7235,97	7921,94	9370,22
24	5954,35	2217,69	3324,82	4538,27	7427,59	8126,55	9600,87
25	6156,67	2291,43	3442,57	4588,94	7634,40	8349,14	9855,81
26	6034,50	2364,78	3484,39	4735,98	7872,22	8607,80	10158,01
27	6164,56	2410,52	3557,88	4686,76	8041,48	8793,33	10377,95
28	6315,77	2466,43	3645,47	4785,23	8200,23	8965,02	10576,39
29	6472,03	2522,52	3625,66	4883,83	8356,09	9132,97	10769,16
30	6595,08	2561,67	3679,82	4953,71	8468,12	9254,00	10908,77

Portate ultime in trazione per pali d800mm (senza coefficiente di sicurezza)

Q_{lim} lat. "metodo β" D = 120, 60, 80, 100, 150, 180							
L	Q _{Slim1} (120)	Q _{Slim2} (60)	Q _{Slim3} (80)	d _{A5} (100)	d _{A5} (150)	d _{A6} (160)	Q _{Slim4} (180)
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
10	2143	1072	1429	1786	2679	2858	3215
11	2536	1268	1690	2113	3169	3381	3803
12	2969	1484	1979	2474	3711	3958	4453
13	3397	1699	2265	2831	4247	4530	5096
14	3821	1911	2547	3184	4776	5095	5732
15	4238	2119	2826	3532	5298	5651	6357
16	4648	2324	3099	3873	5810	6197	6972
17	5049	2525	3366	4208	6312	6732	7574
18	5441	2720	3627	4534	6801	7254	8161
19	5821	2911	3881	4851	7277	7762	8732
20	6190	3095	4127	5159	7738	8254	9285
21	6546	3273	4364	5455	8183	8728	9819
22	6888	3444	4592	5740	8611	9185	10333
23	7216	3608	4811	6013	9020	9621	10824
24	7527	3764	5018	6273	9409	10036	11291
25	7822	3911	5215	6518	9777	10429	11733
26	8099	4049	5399	6749	10123	10798	12148
27	8262	4131	5508	6885	10328	11016	12393
28	8470	4235	5646	7058	10587	11293	12704

29	8687	4344	5792	7239	10859	11583	13031
30	8837	4418	5891	7364	11046	11782	13255

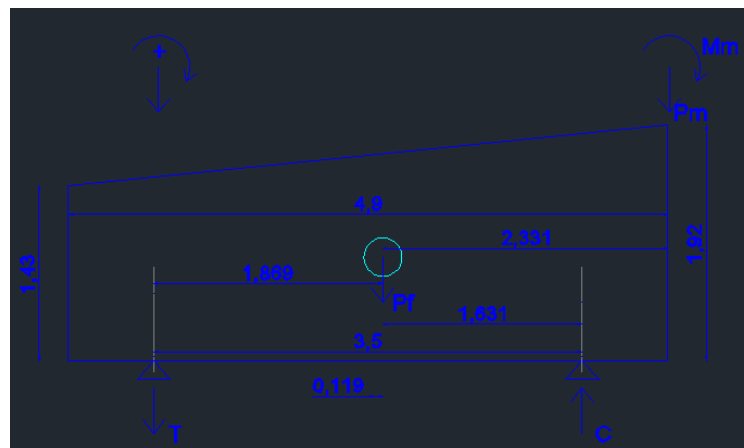
Portate ultime in trazione per pali d800mm (con coefficiente di sicurezza 2.06).

819,5602	11	= L
959,5204	12	= L
1098,153	13	= L
1235,087	14	= L
1369,957	15	= L
1502,401	16	= L
1632,065	17	= L
1758,597	18	= L

11.5.2 VERIFICA PALI PER STRUTTURA A MENSOLA

Per la valutazione del massimo carico di compressione e trazione nei pali di fondazione a sostegno della mensola di svolgono calcoli di tipo analitico sulle condizioni di equilibrio del blocco di fondazione a forma di trapezio.

Il blocco di fondazione è soggetto alla forza di taglio e momento derivante dalla sbalzo (carico esterno). Il sistema è equilibrato dal peso proprio e dalle reazioni vincolari dei pali.



Si costruiscono due file di pali (allineamento 1 e 2) composto da 7 pali trivellati di lunghezza $L=15$ m e diametro $d=80$ cm. I pali più esterni sul filo 1 sono soggetti a forze di trazione ogni qualvolta il ponte è caricato dai veicoli: per tale motivo i pali del filo 1 sono post compressi mediante la predisposizione di una barra equivalente a Dywidag WR47 a cui si applica un post tesaggio pari a 1400KN.

Il peso della fondazione P_f vale $P_f=25 \cdot (1,43+1,92) \cdot 4,9/2 \cdot 9,2=1887,7$ KN.

I carichi ultimi (SLU) generati dalla mensola valgono:

$$M_m=16000 \text{ KNm}$$

$$P_m=3800 \text{ KN}$$

I carichi P_m ed M_m sono riportati nel baricentro G della sezione a forma di trapezio (cerchio di colore ciano): il carico P_m rispetto il punto G ha un braccio pari a $b=2,33$ m pertanto si genera un momento aggiuntivo pari a $M_{Pm}=P_m \cdot b=3800 \cdot 2,33=8854$ KNm (stesso verso di M_m).

Il nuovo sistema ha un momento totale esterno pari a $M_t=M_m+M_{Pm}=16000+8854=24854$ KNm ed una forza verticale totale applicata in G pari a $F=P_f+P_m=1887,7+3800=5687,7$ KN.

Si scrivono le equazioni di equilibrio a traslazione e momento (attorno il punto C).

$P_m + P_f + T - C = F + T - C = 0$ equilibrio traslazione verticale

$M_m + M_{pf} - T \cdot 3.5 - F \cdot 1.63 = 0$ equilibrio traslazione attorno C

La risoluzione del sistema di equilibrio è implementata nel foglio di calcolo sotto riportato.

Riepilogo forze e momenti						
Mm=	16000,00	KNm	momento SLU da mensola			
Pm=	3800,00	KN	forza di taglio da mensola			
b1=	2,33	m	Distanza di Pm fino a G			
Pf=	1887,73	KN	Peso in servizio blocco fondazione			
T=	?	KN	Forza di trazione su pali da determinare			
C=	?	KN	Forza di compressione su pali da determinare			
F=	5687,73	KN	Pm+Pf			
Mpm=	8854,00	KNm	momento di trasporto Pm in G			
Mt=	24854,00	KNm	Mm+Mpm (stesso verso)			
b2=	1,63	m	distanza tra G e C			
b3=	3,50	m	distanza tra T e C			
T=	4452,29	KN	Forza di trazione totale da distribuire su 7 pali			
C=	10140,01	KN	Forza di compressione totale da distribuire su 7 pali			
Forze su pali singoli (C: compressione - T: trazione)						
T1=	636,04	KN	<	1370	KN	verifica soddisfatta
C1=	1448,57	KN	<	2107	KN	verifica soddisfatta

Quando il ponte è completamente scarico senza traffico veicolare si stimano le seguenti sollecitazioni derivanti dalla mensola (come si evince dalla tabella output di sotto):

$M_m = 5495 \text{ KNm}$

$P_m = 1786 \text{ KN}$

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
Sez0 totale	SLU - G1 e G2	Combination	0	0	-1786	0	5495

Si ripropone lo stesso sistema di equilibrio in modo da valutare C1 e T1.

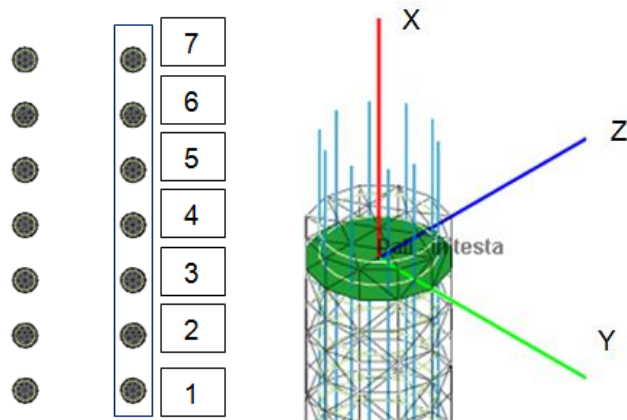
Riepilogo forze e momenti						
Mm=	5495,00	KNm	momento SLU da mensola			
Pm=	1786,00	KN	forza di taglio da mensola			
b1=	2,33	m	Distanza di Pm fino a G			
Pf=	1887,73	KN	Peso in servizio blocco fondazione			

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

T=	?	KN	Forza di trazione su pali da determinare			
C=	?	KN	Forza di compressione su pali da determinare			
F=	3673,73	KN	Pm+Pf			
Mpm=	4161,38	KNm	momento di trasporto Pm in G			
Mt=	9656,38	KNm	Mm+Mpm (stesso verso)			
b2=	1,63	m	distanza tra G e C			
b3=	3,50	m	distanza tra T e C			
T=	1048,06	KN	Forza di trazione totale da distribuire su 7 pali			
C=	4721,78	KN	Forza di compressione totale da distribuire su 7 pali			
Forze su pali singoli (C: compressione - T: trazione)						
T1=	149,72	KN	<	1370	KN	verifica soddisfatta
C1=	674,54	KN	<	2107	KN	verifica soddisfatta

Anche a ponte scarico i pali sul filo 1 sono soggetti a trazione.

Dai risultati della modellazione con MIDAS (appendice 1) si verificano i pali compressi sul filo 2.



Palo 1 - compresso

CARICO	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
G1	-301.29	-3.19	28.97
G2	-19.64	-0.15	3.54
Neve	-18.24	-0.14	3.25
Traffico + folla	-268.43	0.76	49.81
SLE	-607.6	-2.72	85.57
SLU	-812.26	-3.61	114.10

Palo 2 - compresso

CARICO	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
G1	-573.69	-5.29	86.12
G2	-36.88	0.034	10.19
Neve	-34.26	-0.097	9.36

Traffico + folla	-482.91	7.87	143.23
SLE	-1127.74	2.517	248.9
SLU	-1507.43	3.46	331.93

Palo 3 - compresso

CARICO	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
G1	-410.84	-3.67	63.54
G2	-29.62	-0.025	6.71
Neve	-27.6	-0.276	6.22
Traffico + folla	-386.74	0.216	92.54
SLE	-854.80	-3.75	169.01
SLU	-1141.86	-4.90	225.44

Palo 4 - compresso

CARICO	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
G1	-495.7	-11.68	81.8
G2	-38.21	-1.02	8.46
Neve	-35.6	-0.95	7.85
Traffico + folla	-495.35	-8.91	114.64
SLE	-1064.86	-22.56	212.75
SLU	-1421.93	-30.04	283.77

Palo 5 - compresso

CARICO	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
G1	-333.84	2.21	33
G2	-22.83	0.22	3.85
Neve	-21.26	0.24	3.56
Traffico + folla	-283.75	7.85	52.51
SLE	-661.68	10.52	92.92
SLU	-883.94	14.09	123.88

Palo 6 - compresso

CARICO	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
G1	-497.7	36.64	71.24
G2	-32.92	2.8	8.28
Neve	-30.72	2.66	7.62

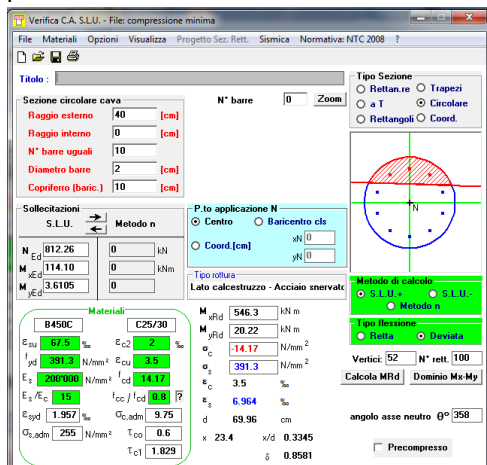
Traffico + folla	-404.79	41.95	111.03
SLE	-966.13	84.05	198.17
SLU	-1290.78	112.29	264.20

Palo 7 - compresso

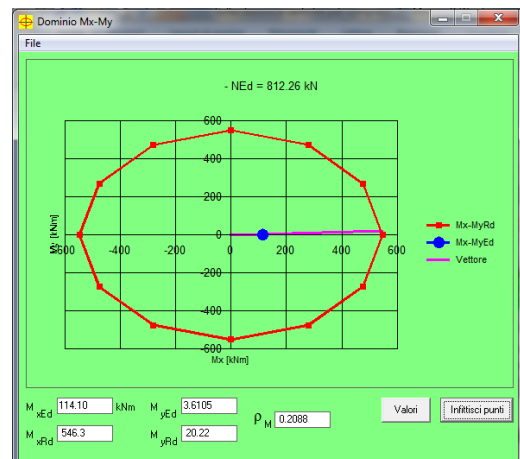
CARICO	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
G1	-430.07	31.34	50.69
G2	-28.22	2.62	5.5
Neve	-26.18	2.41	5.06
Traffico + folla	-333.4	36.15	72.93
SLE	-817.87	72.52	134.18
SLU	-1092.65	96.85	178.93

Verifica di resistenza flessionale

Palo 1

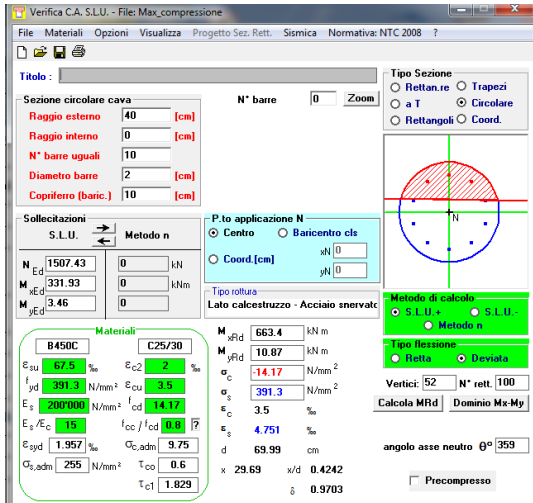


Geometria e sollecitazioni allo SLU

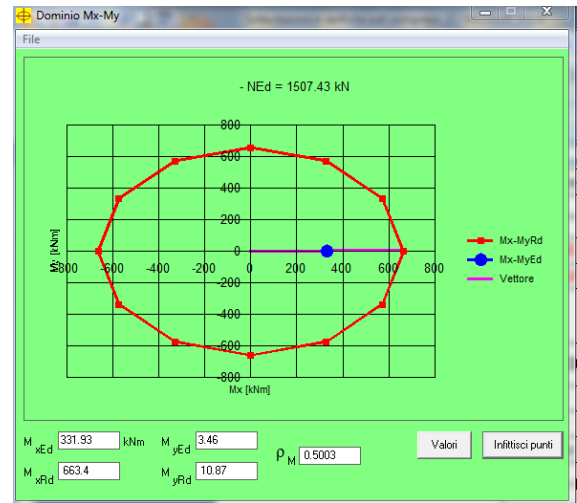


Dominio di resistenza in pressoflessione deviata

Palo 2

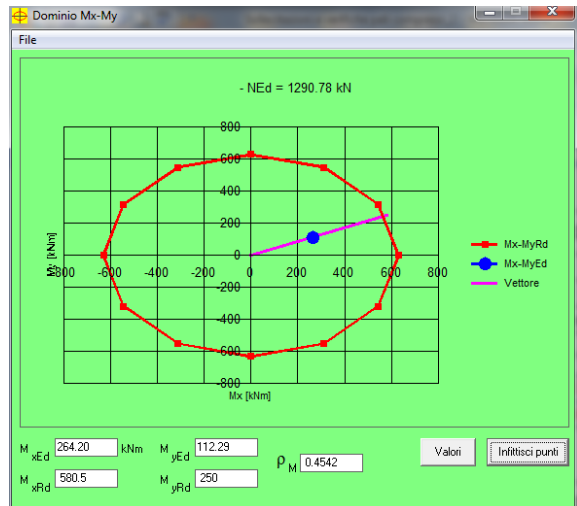
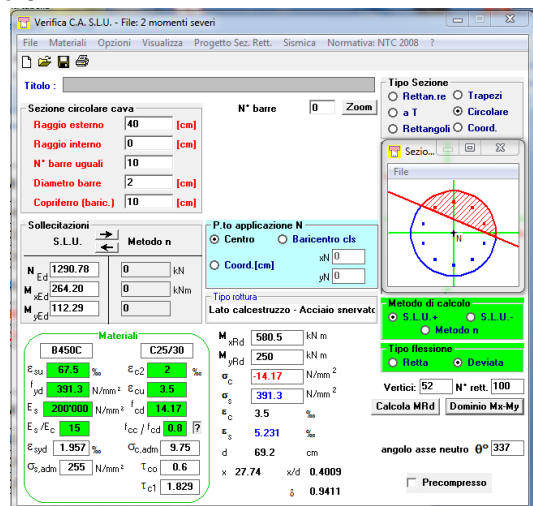


Geometria e sollecitazioni allo SLU



Dominio di resistenza in pressoflessione deviata

Palo 6



11.5.3 VERIFICA PALI PER STRUTTURA AD ARCO

Dal modello numerico (striscia unitaria di arco) è possibile stabilire la massima forza di compressione dei pali. In adiacenza dell'argine (filo C) si stima una forza di compressione pari a $P_u=810\text{KN/m}$ pertanto la forza totale è pari a $P=P_u \cdot 9.2=7452\text{ KN}$.

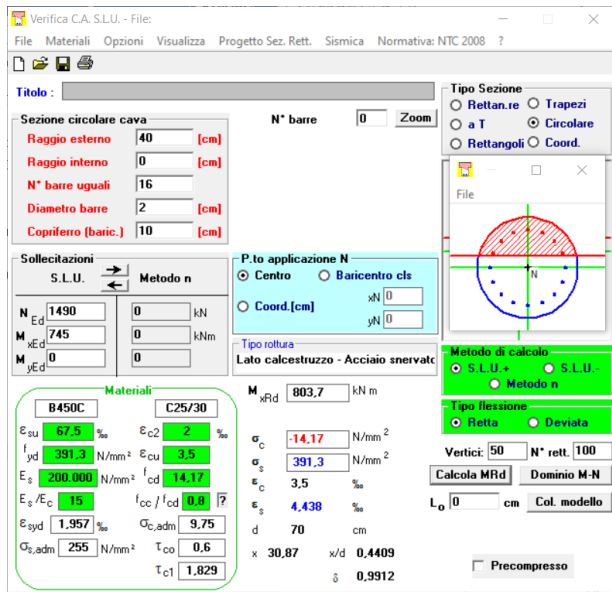
La forza totale è ripartita su 5 pali.

Si costruiscono pali di lunghezza pari ad $L=14\text{m}$ e diametro $D=80\text{cm}$ con armatura longitudinale composta da $10\Phi 20$ correnti + $6\Phi 20$ spezzoni.

Si calcola una forma massima di compressione pari a $C=7452/5=1490.4\text{KN} < 1948\text{ KN}$.

I pali sono disassati rispetto il muro di una quantità pari a circa 50cm: il palo deve essere in grado di sopportare un momento pari a $1490.4 \cdot 0.5=745.2\text{KNm}$.

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



La verifica a flessione è soddisfatta.

Sul filo si stima una forza di compressione pari a $P_u = 442 \text{ KN/m}$ pertanto la forza totale è pari a $P = P_u \cdot 9.2 = 4066 \text{ KN}$.

La forza totale è ripartita su 5 pali.

Si costruiscono pali di lunghezza pari ad $L = 14 \text{ m}$ e diametro $D = 80 \text{ cm}$ con armatura longitudinale composta da $10\Phi 20$ correnti + $6\Phi 20$ spezzoni.

Si calcola una forma massima di compressione pari a $C = 4066/5 = 813.2 \text{ KN} < 1948 \text{ KN}$.

12 APPENDICE 1 – ANALISI MIDAS FEA NX+

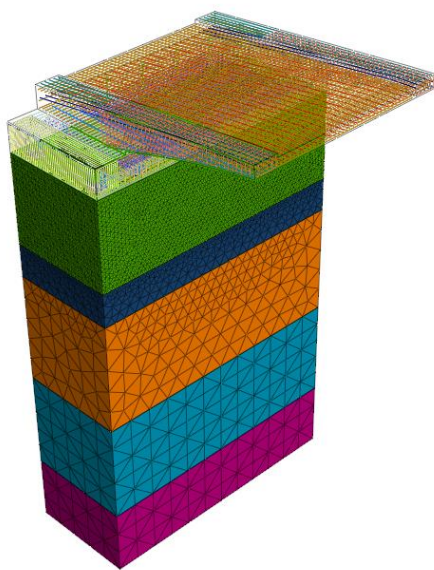
Descrizione geometrica modello

È stato realizzato, in ambiente Midas FEA NX, un modello tridimensionale agli elementi finiti della sola porzione di ponte a mensola c.a. post-compressa con il relativo sistema fondazionale e terreno annesso.

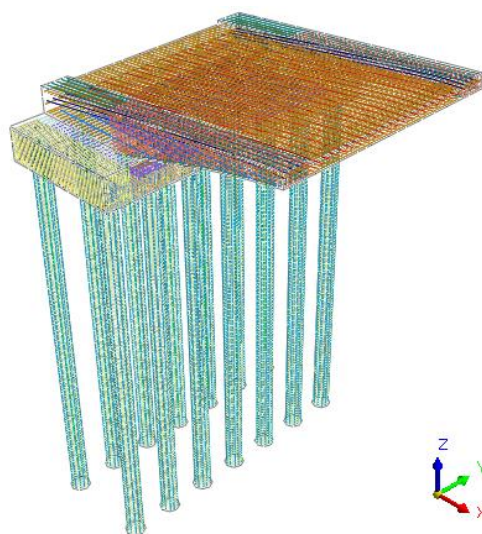
La mensola d'impalcato, avente geometria in pianta 9.20m x 11.25m con la sola porzione a sbalzo di circa 6.30m, è innestata sul sistema di fondazione costituito da una piastra, 4.90 x12.00m e da pali della lunghezza complessiva di 15m.

Sono state modellate tutte le armature longitudinali e trasversali presenti.

Il terreno è stato suddiviso in 5 differenti strati a cui sono state applicate proprietà meccaniche differenti.



Vista 3d – Struttura e terreno

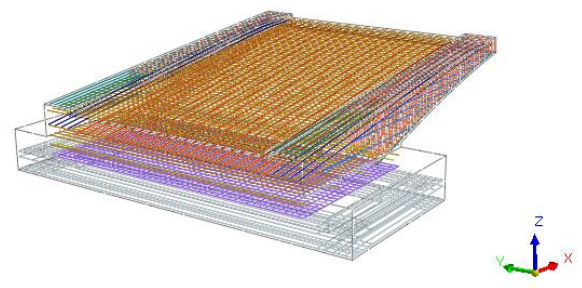
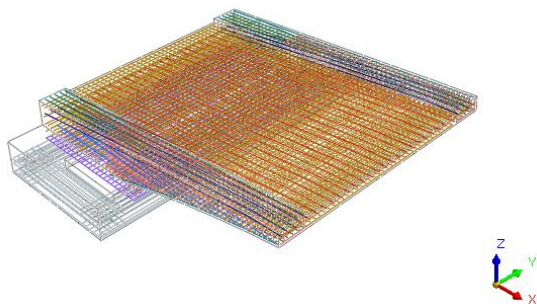
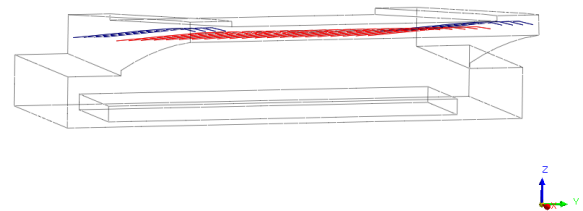
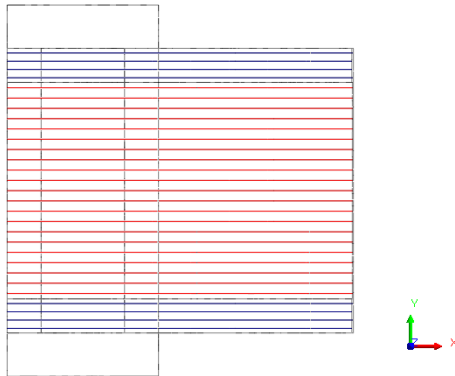
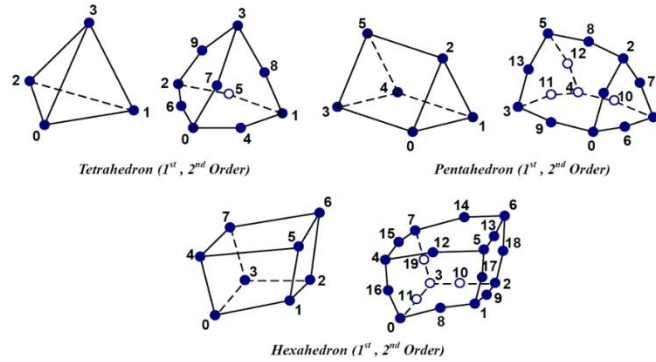


Vista 3d – Struttura

Analisi ad elementi solidi

Midas FEA offre diversi solutori (lineare statico/costruzione per fasi/non lineare per materiale e geometrica, analisi dinamica/ trasferimento di calore/ calore di idratazione/ analisi a fatica) con cui è possibile analizzare strutture in cemento armato, considerare gli effetti del secondo ordine e simulare l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

L'analisi condotta è di tipo elastico lineare, si sono scelti di adottare elementi di primo ordine (per le parti in calcestruzzo e il terreno) insieme ad elementi monodimensionali (embedded truss) per i cavi di post tensione l'armatura lenta.

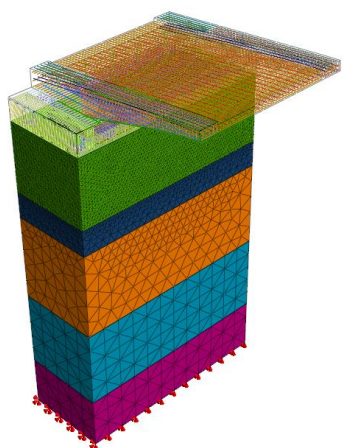


Per quanto riguarda i materiali sono stati considerati:

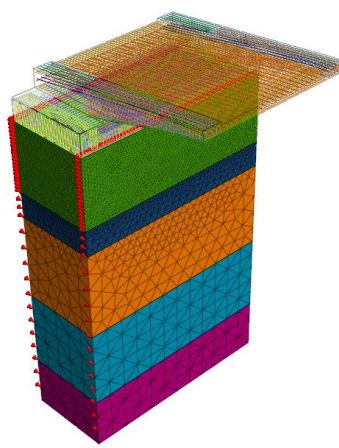
Elemento	E [MPa]	ν [#]	γ [kN/mc]
CLS	30000	0.16	24
ACCIAIO ARMATURA LENTA	210000	0.30	78.5
ACCIAIO ARMONICO	195000	0.30	78.5
TERRENO (da 0 a 4m)	8.93	0.31	17
TERRENO (da 4 a 5.5m)	12.8	0.33	18
TERRENO (da 5.5 a 10.5m)	77	0.33	18
TERRENO (da 10.5 a 15m)	128	0.33	18
TERRENO (oltre i 15m)	128	0.33	9

Condizioni di vincolo

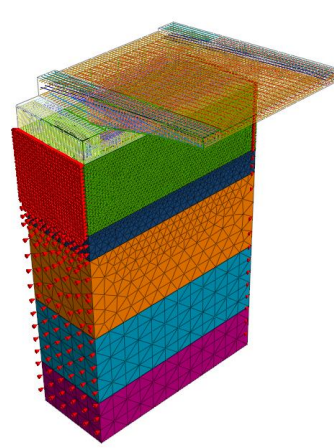
Le condizioni di vincolo implementate prevedono la presenza di cerniere (Tx, Tt, Tz) per tutti i nodi di terreno della superficie di base, carrelli in direzione X e in direzione Y per tutti i nodi di terreno delle relative superfici laterali (vedi immagine seguente).



Vincoli a cerniera



Vincoli a carrelli in X



Vincoli a carrelli in Y

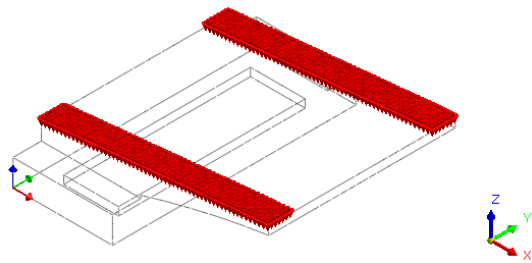
Carichi considerati per l'analisi

Il peso proprio degli elementi strutturali e del terreno sono direttamente computati dal software di calcolo.

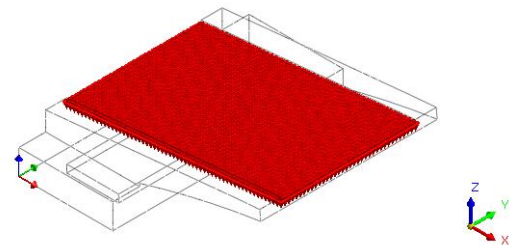
I carichi permanenti non strutturali (G2) e variabili (Q), direttamente presenti sull'impalcato, sono stati considerati come uniformemente distribuiti per unità di superficie mentre quelli presenti sulla piastra metallica (non modellata) sono considerati come carichi concentrati generati dalle cerniere cilindriche.

CARICO	Q [kN/mq]	Reazioni appoggio [kN]
G1 - Piastra mobile in acciaio	4.5	$4.5 \cdot (9.2 \cdot 7.15) / (2 \cdot 8 \text{ appoggi}) = 18.5$
G2 – pavimentazione stradale mensola (6 cm)	1.2	
G2 – pavimentazione stradale piastra (2 cm)	0.5	$0.5 \cdot (7 \cdot 7.15) / (2 \cdot 6 \text{ appoggi}) = 2.085$
G2 - barriere di sicurezza mensola	1.273	
G2 - barriere sicurezza piastra	1.273	$1.273 \cdot (9.2 \cdot 7.15) / (2 \cdot 1 \text{ appoggi}) = 5$
G2 - marciapiede su piastra	3	$3 \cdot (1.1 \cdot 7.15) / (2 \cdot 1 \text{ appoggi}) = 11.8$
Q – neve mensola	1.2	
Q – neve piastra in acciaio	1.2	$1.2 \cdot (9.2 \cdot 7.15) / (2 \cdot 8 \text{ appoggi}) = 4.94$
Q – folla mensola	5	
Q – folla piastra in acciaio	5	$5 \cdot (1.1 \cdot 7.15) / (2 \cdot 1 \text{ appoggi}) = 19.67$

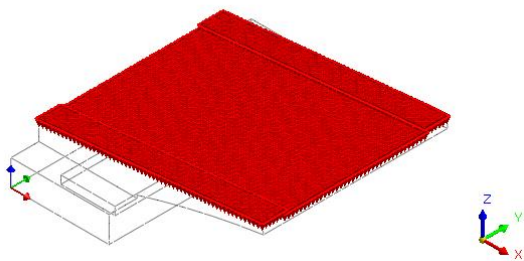
Q1, tandem - 1corsia mensola	937.5 (su impronta 0.4*0.4m)	
Q2, tandem - 2corsia mensola	625 (su impronta 0.4*0.4m)	
q1k - prima corsia mensola	9	
q1k prima corsia piastra	9	$9*(3*7.15) / (2*3\text{appoggi}) = 32.18$
q2k seconda corsia e area rimanente piastra	2.5	
q1k, seconda corsia e area rimanente piastra	2.5	$2.5*(4*7.15) / (2*3\text{appoggi}) = 11.92$



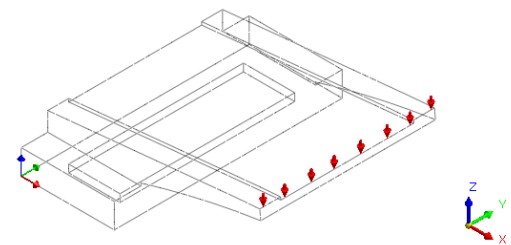
Carico distribuito sui marciapiedi laterali – Q folla



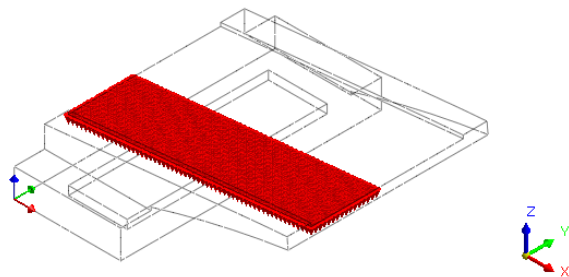
Carico distribuito – G2 pavimentazione stradale



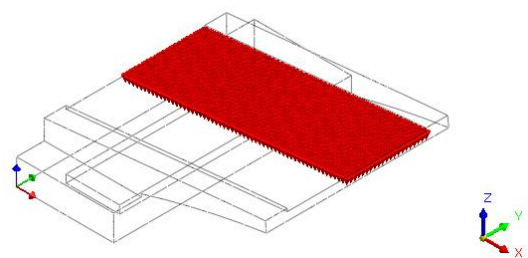
Carico distribuito – Q neve



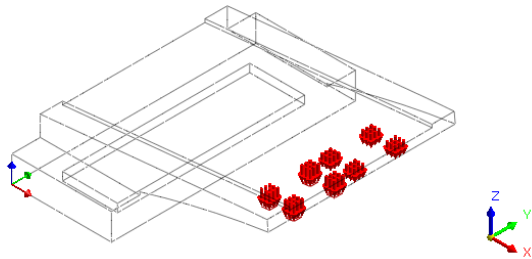
Forze concentrate – G1, G2 e Q su piastra



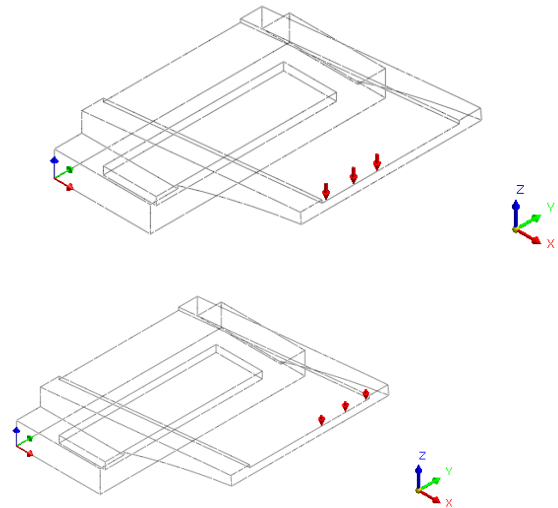
Carico distribuito – Q traffico Prima corsia



Carico distribuito – Q traffico Seconda corsia e Area rimanente



Carichi Tandem (impronta 0.4*0.4) - Traffico



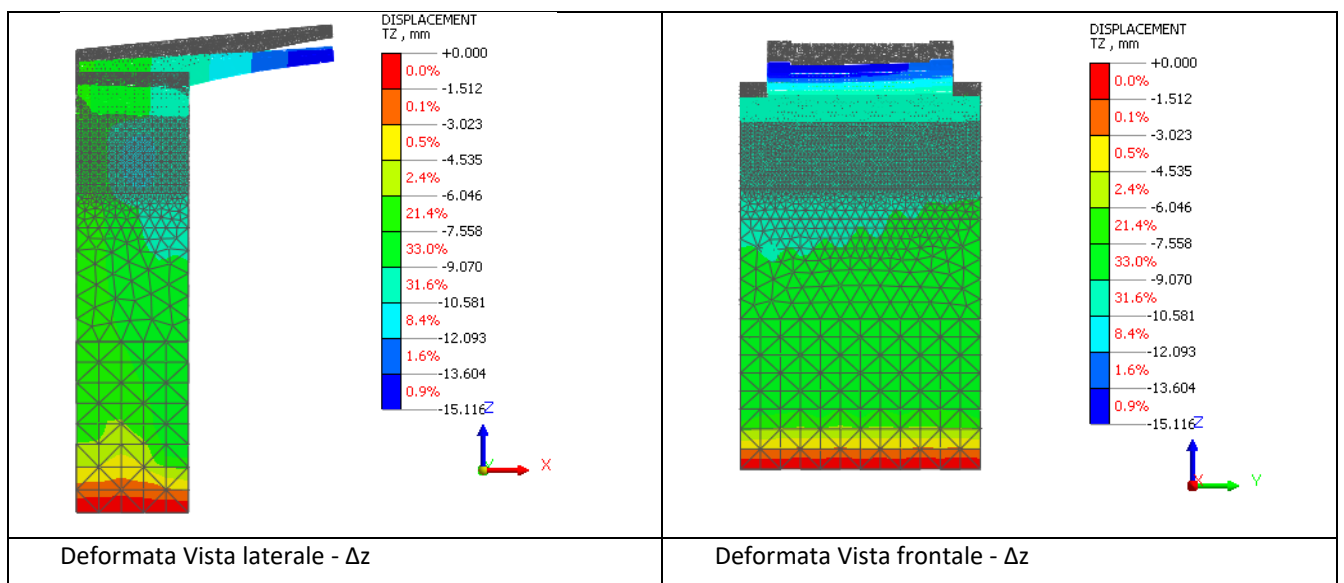
Forze concentrate – Q traffico su piastra prima e seconda corsia

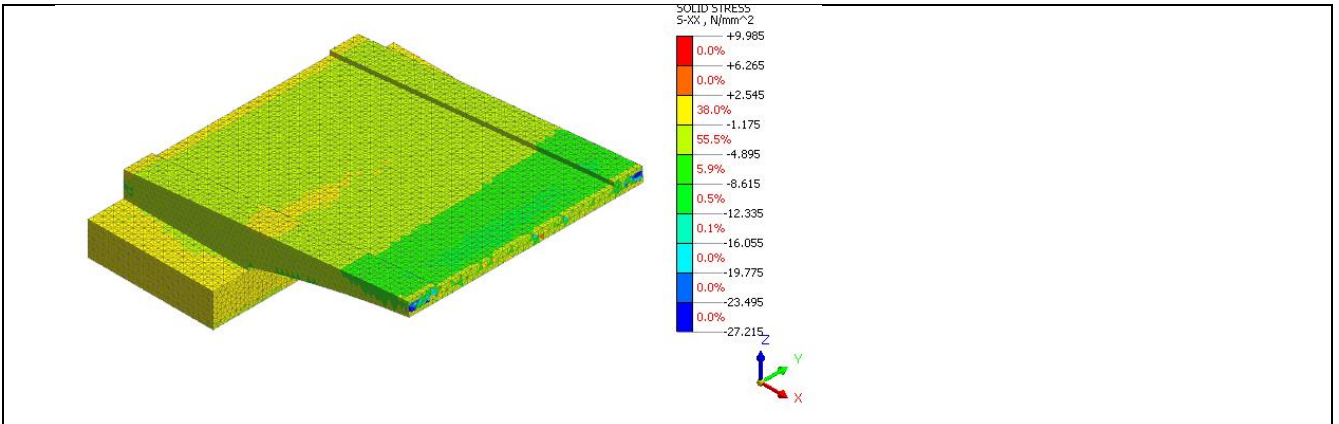
Risultati Analisi in condizioni di esercizio

In seguito si propongono i risultati dell'analisi elastica più severa in condizioni di esercizio, nella combinazione di carico quasi permanente ($G1 + G2 + Q_{kj} + \psi_2 j * Q_{kj}$) e considerando per la precompressione delle perdite di carico totali pari al 25%.

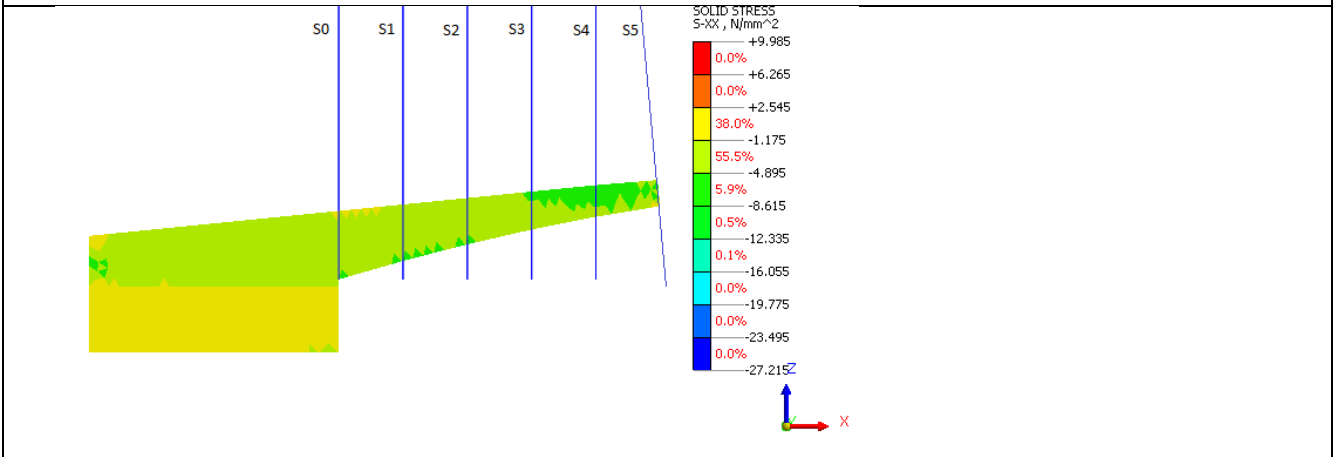
La condizione di carico per il traffico veicolare considerata è quella di impalcato tutto carico (Prima e seconda corsia) più presenza contemporanea di affollamento di persone sui cordoli laterali (marciapiedi).

I carichi Tandem sono stati applicati all'estremità libera della mensola per massimizzare l'effetto flessionale alla sezione d'incastro.

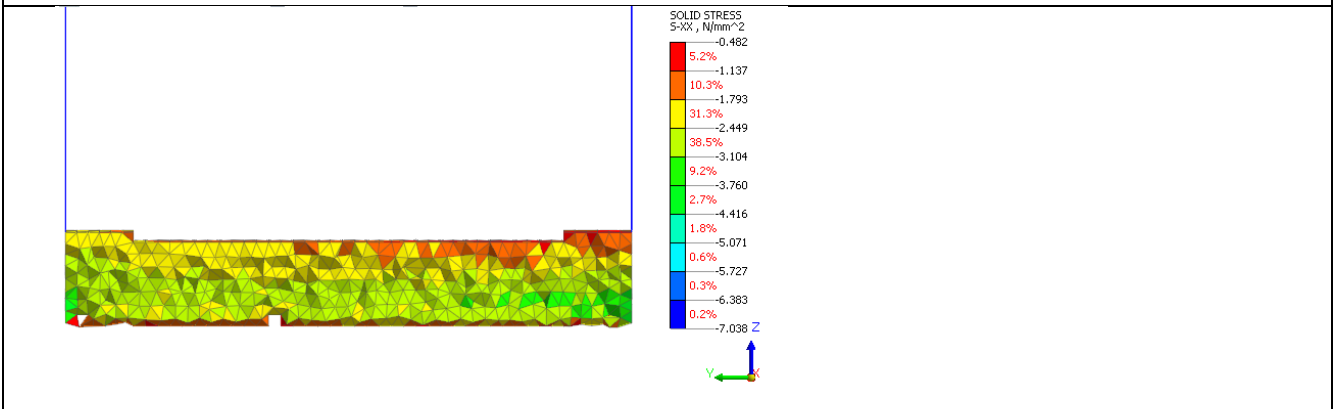




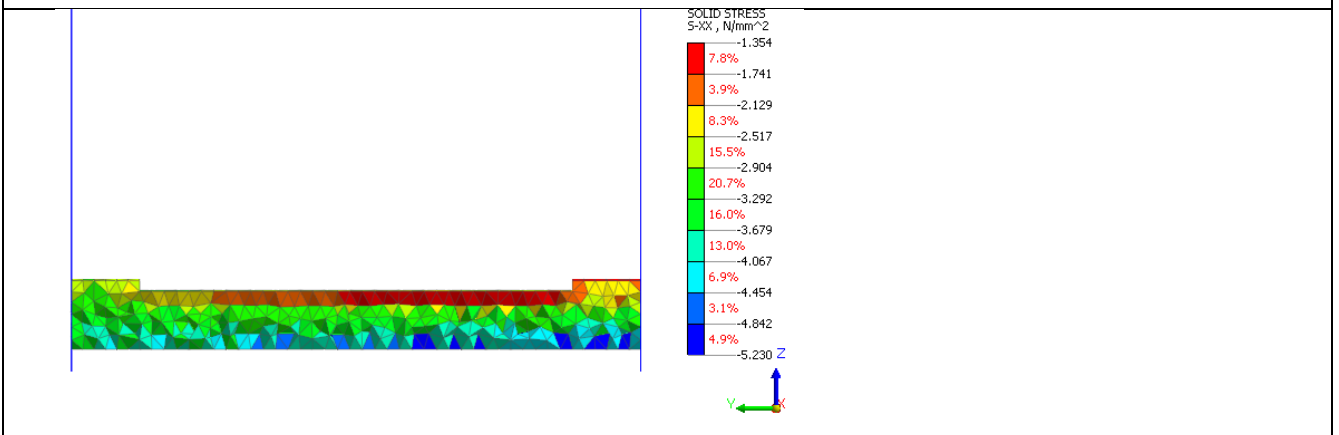
Stato di sforzo σ_{xx} - Impalcato

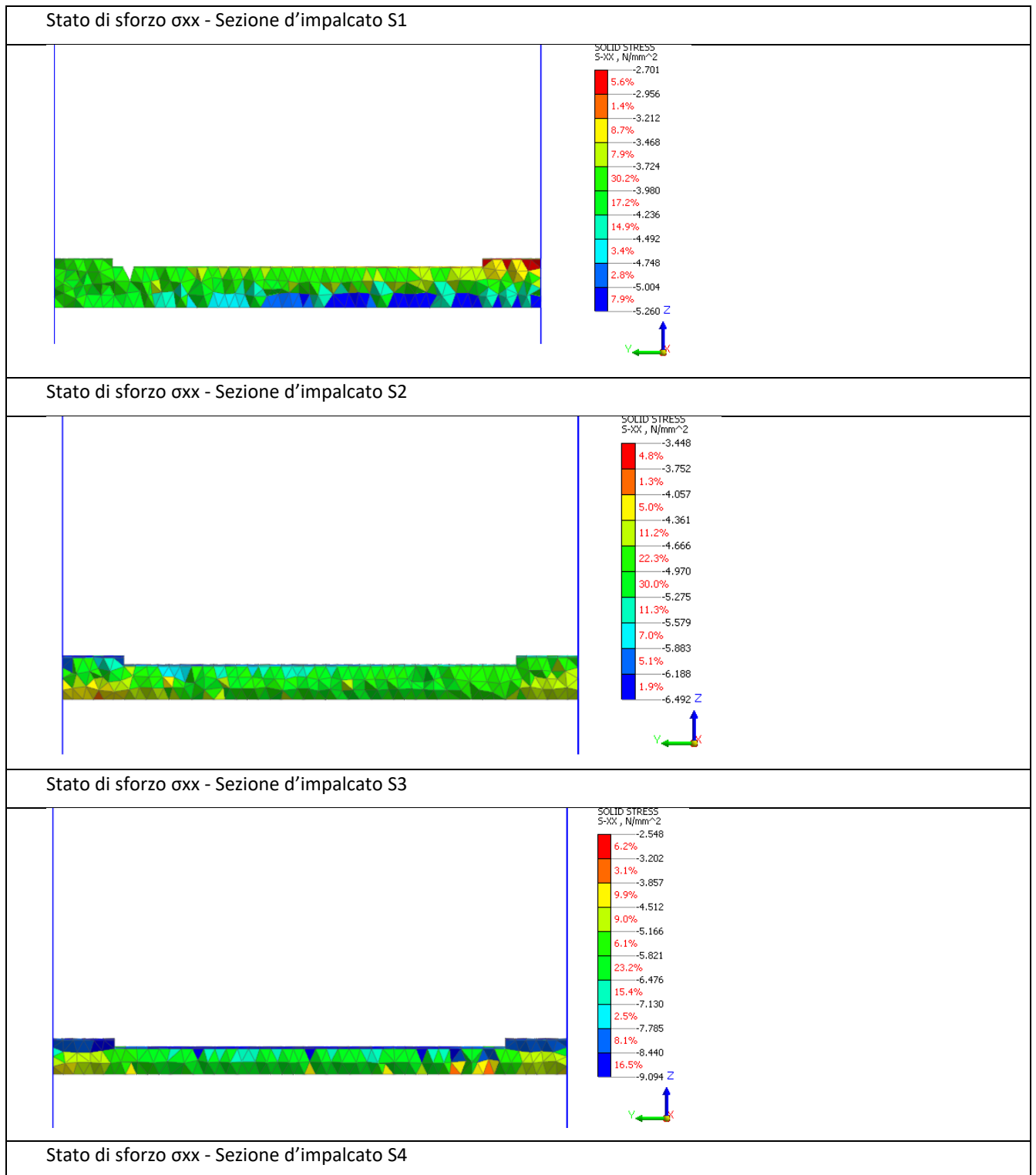


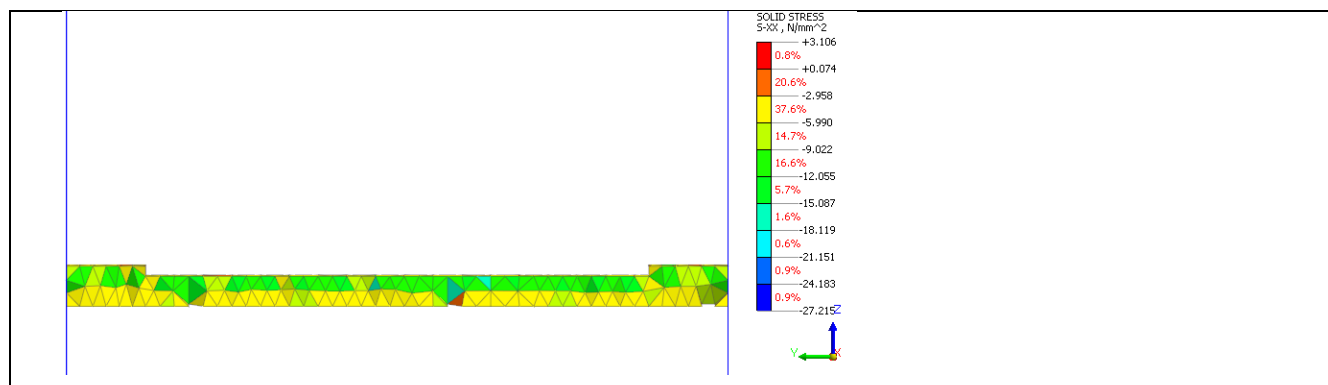
Stato di sforzo σ_{xx} - Sezioni Impalcato



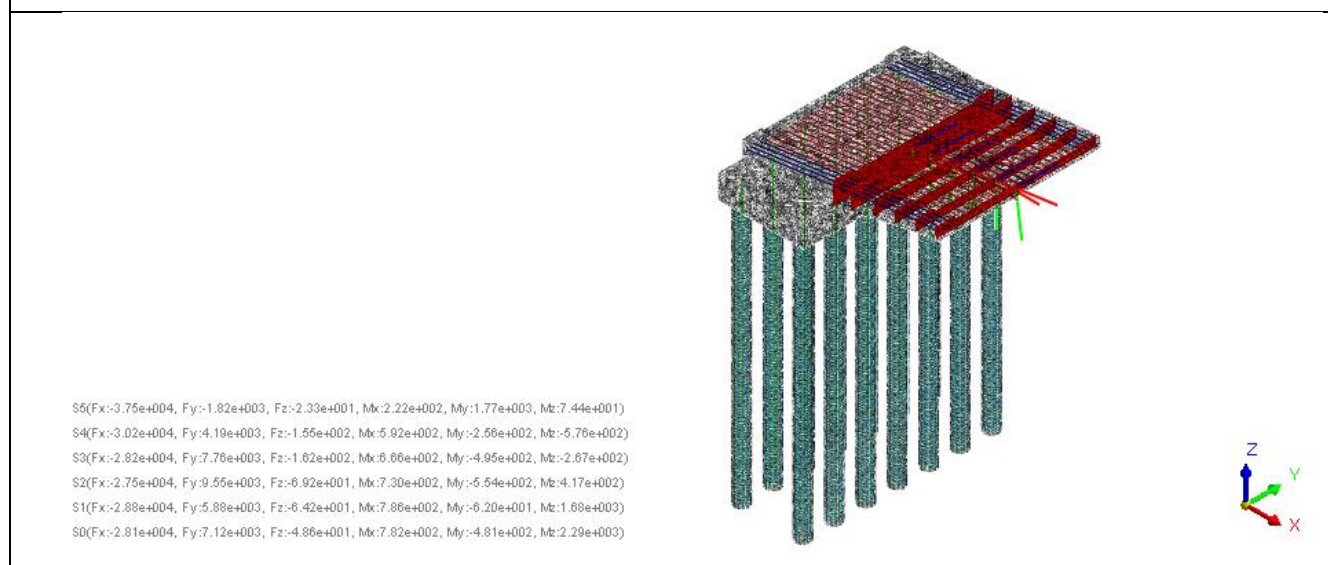
Stato di sforzo σ_{xx} - Sezione d'impalcato S0



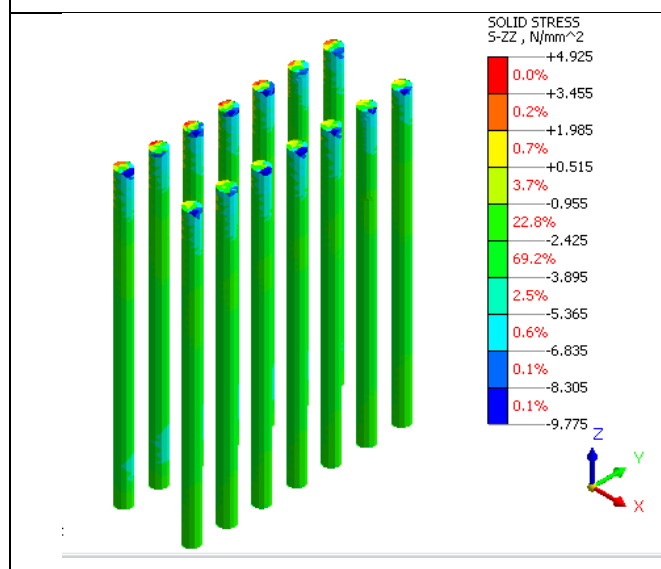




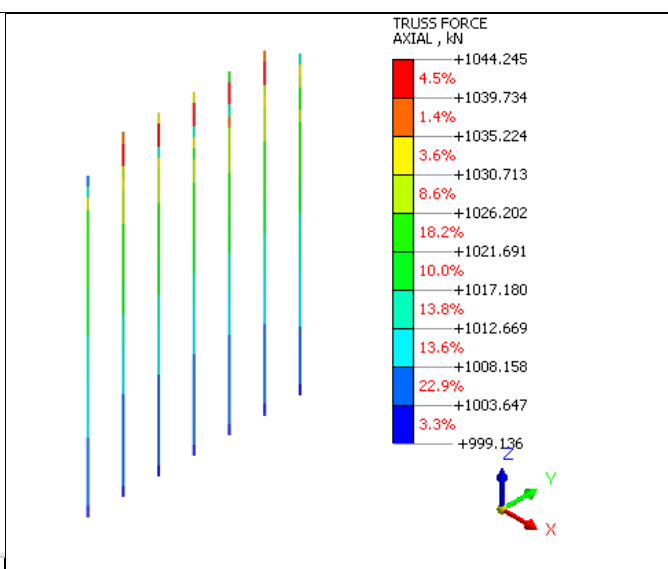
Stato di sforzo σ_{xx} - Sezione d'impalcato S5



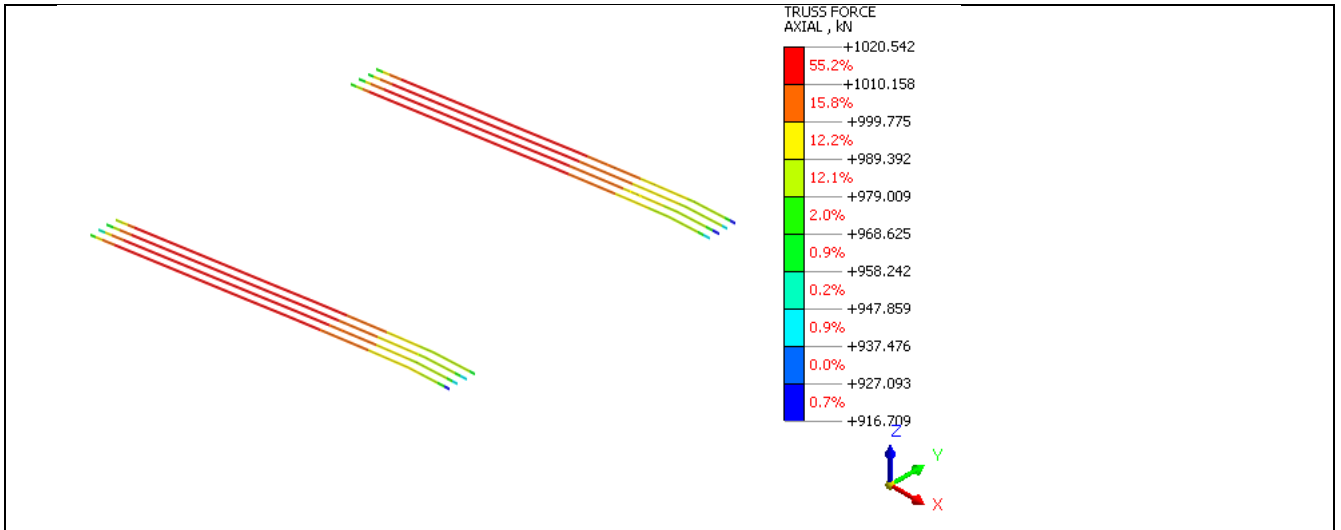
Section Cut - Impalcato



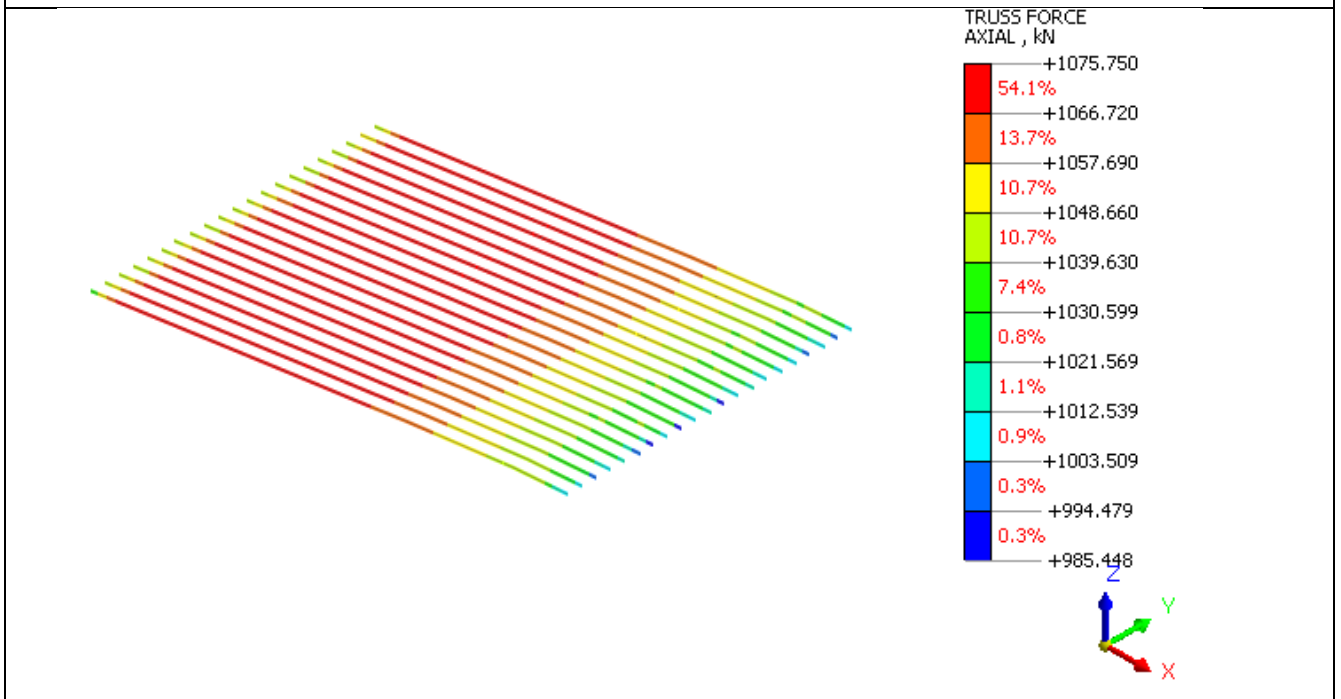
Stato di sforzo σ_{zz} - Pali di fondazione



Stato di sforzo assiale - cavi di post tensione



Cavi post tensione impalcato – Gruppo 1



Cavi post tensione impalcato – Gruppo 2

13 APPENDICE 2 – VERIFICA PASSERELLA PEDONALE

INDICE

1	PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO	4
2	PASSERELLA PEDONALE	5
2.1	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO	5
3	MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO PER C.A.	6
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA	6
3.4	BARRE FILETTATE	7
3.5	SALDATURE	7
4	CRITERI PROGETTUALI	8
5	METODI DI CALCOLO	10
5.1	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	10
5.1.1	<i>Analisi strutturale mediante SAP2000</i>	<i>10</i>
6	ANALISI CONDOTTE.....	11
6.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO	11
7	ANALISI DEI CARICHI STATICI.....	13
7.1	AZIONI DI CALCOLO PER GRAVITÀ.....	13
7.2	PESO PROPRIO.....	13
7.3	AZIONI PERMANENTI	14
7.4	AZIONI VARIABILI.....	14
7.5	CARICHI DA NEVE	14
7.6	CARICHI DA VENTO	15
8	ANALISI DEI CARICHI SISMICI	18
8.1	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	18
8.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	18
8.3	PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA	19
8.4	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE	19
8.5	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE VERTICALE	20
9	COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI STATI	22

9.1	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	22
9.2	STATI LIMITE ULTIMI.....	23
10	ANALISI MODALE	25
11	VERIFICA REAZIONI ALLA BASE.....	26
12	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	27
12.1	REAZIONI AGLI APPOGGI	27
12.2	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE – PASSERELLA ABBASSATA	27
12.2.1	Capacità della portante del terreno	27
12.2.2	Verifica a ribaltamento	28
12.2.3	Verifica a scorrimento del piano di posa.....	28
12.2.4	Verifica allo stato limite ultimo (SLU_STR).....	29
12.3	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE – PASSERELLA SOLLEVATA.....	30
12.3.1	Verifica allo stato limite ultimo (SLU_STR).....	30
13	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	32
13.1	PROGETTAZIONE PRELIMINARE LAMIERA GRECATA	32
13.2	VERIFICA COSCIALI – STATO LIMITE ULTIMO	33
13.2.1	Classificazione del profilo	33
13.2.2	Verifiche agli stati limite ultimi.....	34
13.2.3	Resistenza delle membrature.....	35
13.2.4	Verifiche automatiche (SAP2000).....	36
14	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	39
14.1	VERIFICA A FATICA	39
14.2	VERIFICA A VIBRAZIONE.....	39
15	VERIFICA DELLE CONNESSIONI.....	41
16	VERIFICA DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO.....	42
16.1	VERIFICA DEI PILASTRI BINATI	42
16.2	VERIFICA ANCORAGGI.....	42
16.2.1	Ancoraggio carrucola di rinvio inferiore	42
16.2.2	Ancoraggio carrucola di rinvio superiore	42
16.2.3	Ancoraggio argano	42
17	ALLEGATO 1: VERIFICA ANCORAGGIO PULEGGIA DI RINVIO INFERIORE ...	43
18	ALLEGATO 2: VERIFICA ANCORAGGIO ARGANO.....	45

1 PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente appendice rappresenta la relazione strutturale e sismica della passerella pedonale in progetto. Per quanto non espressamente riportato nel presente documento si fa riferimento alla relazione di calcolo strutturale generale.

2 PASSERELLA PEDONALE

La passerella pedonale avrà una struttura d'acciaio, con profilati longitudinali a doppio T con altezza variabile da 1,45 m in corrispondenza degli appoggi a 1,15 m in corrispondenza della mezzera della trave. L'impalcato sarà realizzato mediante lamiera metallica autoportante e getto di completamento in calcestruzzo e finitura in resina.

Il sistema di fondazione sarà realizzato attraverso due plinti in cemento armato.

Il movimento dei cosciali è impedito trasversalmente da profili ad L che vincolano l'ala inferiore del profilo.

Longitudinalmente lo spostamento è impedito dalle colonne che fungono anche da guida verticale.

2.1 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO

Si descrive di seguito il sistema che permetterà il sollevamento della particella.

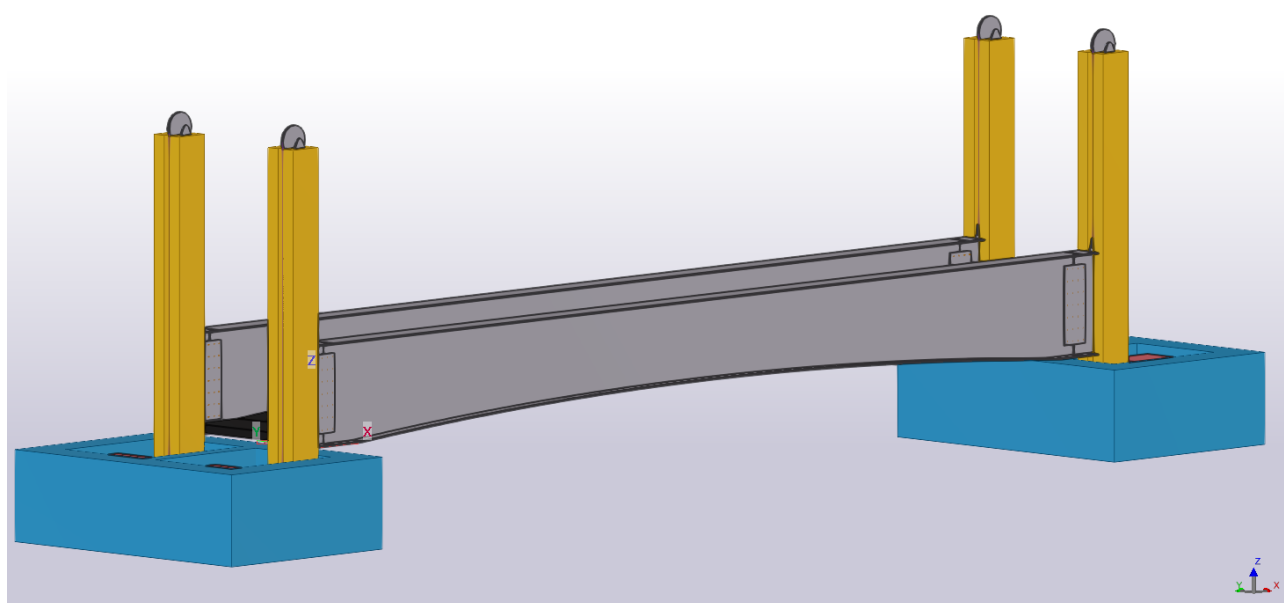


Figura 1: Modello BIM della Passerella pedonale levatoia

Il sistema è così articolato:

- n. 4 argani elettrici a fune, portata kg. 6000, velocità di sollevamento m/min 2, potenza 2,2 kW. Gli argani sono collocati in uno scasso della fondazione;
- n. 4 funi di sollevamento zincata diametro mm 17, carico di rottura 31000 kg;
- n. 8 pulegge di rinvio;
- n. 4 pilastri binati per supporto delle pulegge. È prevista la realizzazione di una guida per il sollevamento internamente ai pilastri.

La movimentazione dei 4 argani avverrà in simultanea per non indurre sollecitazioni torsionali nell'impalcato. Per il medesimo motivo è prevista l'installazione di un sistema di sicurezza che consenta il blocco simultaneo di tutti gli argani qualora intervenga un'anomalia durante il sollevamento.

Tutte le apparecchiature installate saranno conformi alla direttiva macchine 2006/42/CE.

3 MATERIALI

Le nuove strutture sono realizzate con i seguenti materiali.

3.1 CALCESTRUZZO

Elementi strutturali	Fondazioni e muri contro terra
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 \cdot 30 = 24.9 \text{ MPa}$
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Modulo elastico (E_{cm})	31447.1 MPa
Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di progetto a compressione (lunga durata)	$f_{cd} = (0.85 \cdot 0.83 \cdot 30) / 1.5 = 14.1 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC2 (fondazioni)

Elementi strutturali	Pilastri incamiciati sistema di sollevamento
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 \cdot 45 = 24.9 \text{ MPa}$
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Modulo elastico (E_{cm})	34625.5 MPa
Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di progetto a compressione (lunga durata)	$f_{cd} = (0.85 \cdot 0.83 \cdot 45) / 1.5 = 14.1 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC4 - XF4
Lavorabilità per elementi gettati in opera	S3-S4

3.2 ACCIAIO PER C.A.

Denominazione	B450C
Legge costitutiva	bilineare
Allungamento ultimo di progetto	1.00 %
Resistenza allo snervamento	$f_y = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_t = 540 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$

3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA

Elementi strutturali	Cosciali laterali
Classe	S275

Allungamento ultimo di progetto	1.00 %
Resistenza allo snervamento	$f_y = 235 \text{ MPa}$ per $t < 40 \text{ mm}$
Resistenza a rottura	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$ per $t < 40 \text{ mm}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.05$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 223.8 \text{ Mpa}$
Elementi strutturali	Lamiera grecata
Denominazione	S280GD da UNI EN 10147
Resistenza allo snervamento	$f_y = 280 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.05$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 165 \text{ Mpa}$ (su specifica del produttore)
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ Mpa}$

3.4 BARRE FILETTATE

Classe	8.8
Denominazione dado	8 (alta resistenza)
Allungamento ultimo di progetto	1.00 %
Resistenza allo snervamento	$f_{yb} = 649 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.25$ (giunzioni)

3.5 SALDATURE

Saldature in base alla norma UNI EN ISO 4063:2001 (arco elettrico). I saldatori e le saldature devono essere qualificati secondo indicazioni in 11.3.4.5 delle NTC2018.

4 CRITERI PROGETTUALI

La struttura viene progettata per una vita nominale pari a $VN=50$ anni ed una classe d'uso II con un conseguente periodo di riferimento pari a 50 anni per le azioni sismiche. Si considera un comportamento non dissipativo della struttura e, pertanto, l'azione sismica agente è elastica senza nessun fattore di struttura.

Gli obiettivi principali della progettazione riguardano la verifica per azioni da gravità e sismiche degli elementi strutturali. Nei confronti delle azioni sismiche vengono individuati quattro stati limiti (2 di esercizio e 2 ultimi) riferiti alle prestazioni della costruzione (§3.2.1 delle NTC) brevemente descritti di seguito.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Il soddisfacimento dei requisiti prestazionali sopra descritti si ottiene mediante lo sviluppo delle verifiche di cui alla Tabella 1 per la relativa classe d'uso dell'edificio.

Nel caso corrente si considerano:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), per le verifiche in resistenza degli elementi strutturali.
- Stato Limite di Danno (SLD), per le verifiche in rigidità degli elementi strutturali.

Poiché si considera un comportamento non dissipativo della struttura (quindi fattore di struttura $q=1$) le verifiche in resistenza vengono fatte al solo SLV poiché tale azione sismica risulta maggiore di quella allo SLD.

Tabella 1: Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
<i>SLE</i>	<i>SLO</i>					RIG		FUN
	<i>SLD</i>	RIG	RIG			RES		
<i>SLU</i>	<i>SLV</i>	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	<i>SLC</i>		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

5 METODI DI CALCOLO

Le sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali sono state ricavate da una serie di analisi condotte secondo il metodo degli elementi finiti. I risultati sono stati validati mediante i tradizionali metodi della Scienza delle Costruzioni. I risultati sono ottenuti implementando modelli tridimensionali delle strutture mediante l'ausilio del codice ad elementi finiti. Le verifiche sono state condotte secondo la teoria degli Stati Limite.

5.1 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le strutture in oggetto sono stata verificate avvalendosi dei seguenti programmi di calcolo:

- SAP2000 per analisi lineari su strutture indipendenti
- Gelfi per verifica di sezioni in cemento armato

5.1.1 *Analisi strutturale mediante SAP2000*

Le analisi sono state condotte attraverso il software di calcolo SAP2000 prodotto dalla Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, USA. Tale programma permette l'analisi ad elementi finiti di strutture attraverso l'analisi statica lineare e non lineare, dinamica lineare e non lineare e di tipo P-delta. Il software consente l'utilizzo di spettri di risposta o accelerogrammi, l'inserimento di carichi mobili con il calcolo delle linee di influenza, la modellazione di elementi frame, shell, plane, solid, link. Al fine di controllare i risultati, a corredo del codice di calcolo sono disponibili manuali d'uso sia in forma cartacea che su supporto informatico, in cui è indicata la teoria di base di tutte le procedure implementate dal codice. Maggiori informazioni sono reperibili al sito web www.csi-italia.eu/software/sap2000/.

Per i dati di sollecitazione ottenuti dal programma SAP si utilizza la stessa convenzione adottata dal programma di calcolo (come indicato nella figura successiva).

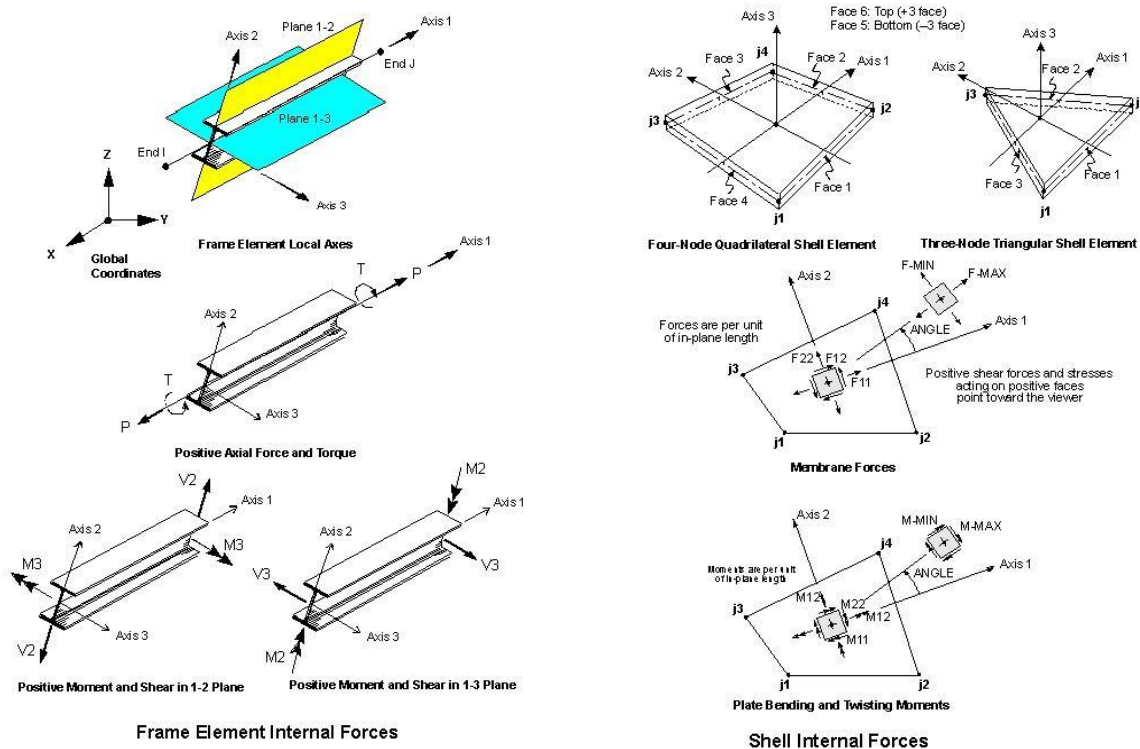


Figura 5. Convenzione segni per frame e shell (SAP2000)

6 ANALISI CONDOTTE

Per il calcolo delle azioni agenti si sono condotti i seguenti tipi di analisi su diversi modelli di tipo locale e globale:

- analisi numeriche ed analitiche per i carichi da gravità;
- analisi secondo i tradizionali metodi della scienza delle costruzioni a supporto e verifica dei risultati forniti dal modello ad elementi finiti;
- analisi lineare dinamica modale con spettro di progetto per la verifica ad azione sismica.

Tutte le analisi condotte sono di tipo lineare.

Nello specifico è stato sviluppato un modello di calcolo a ponte abbassato mentre le sollecitazioni sugli elementi che costituiscono il sistema di sollevamento sono state determinate attraverso analisi secondo i tradizionali metodi della scienza delle costruzioni considerando le sole sollecitazioni derivanti dal peso proprio degli elementi strutturali.

6.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Per l'analisi delle strutture è stato implementato un modello 3D agli elementi finiti con il programma di calcolo SAP2000. I cosciali laterali in acciaio sono stati modellati attraverso elementi frame aventi sezioni coerenti con gli elaborati grafici. L'impalcato, realizzato attraverso un solaio misto in acciaio e calcestruzzo, è stato modellato attraverso un diaframma rigido.

I carichi permanenti e variabili sono uniformemente distribuiti sull'elemento piano, mentre i pesi propri dei profili metallici sono computati automaticamente dal software.

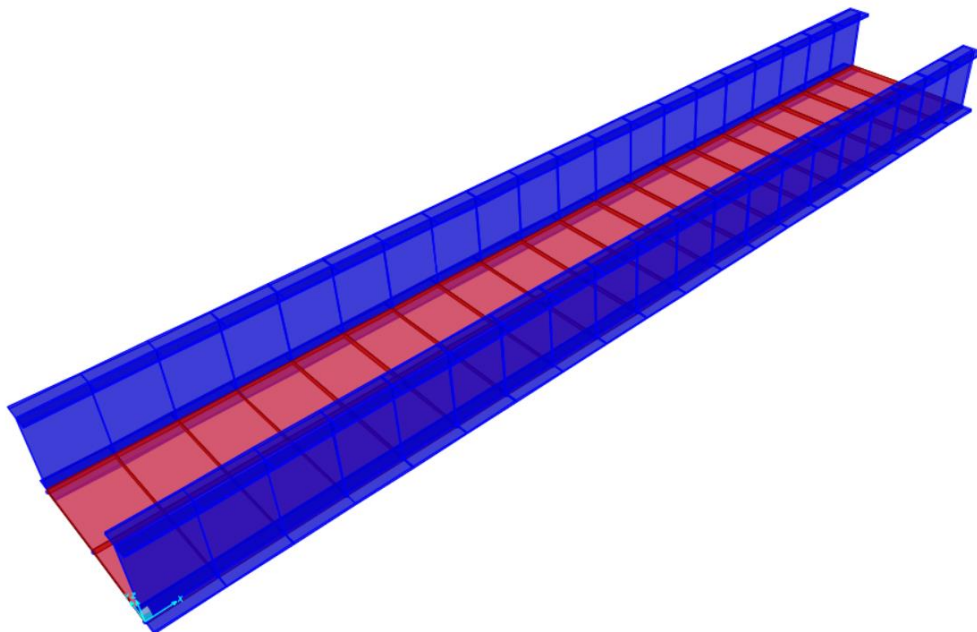


Figura 2: Modellazione agli elementi finiti (SAP2000)

Il plinto di fondazione è modellato attraverso un graticcio di travi rovesce e una platea di collegamento:

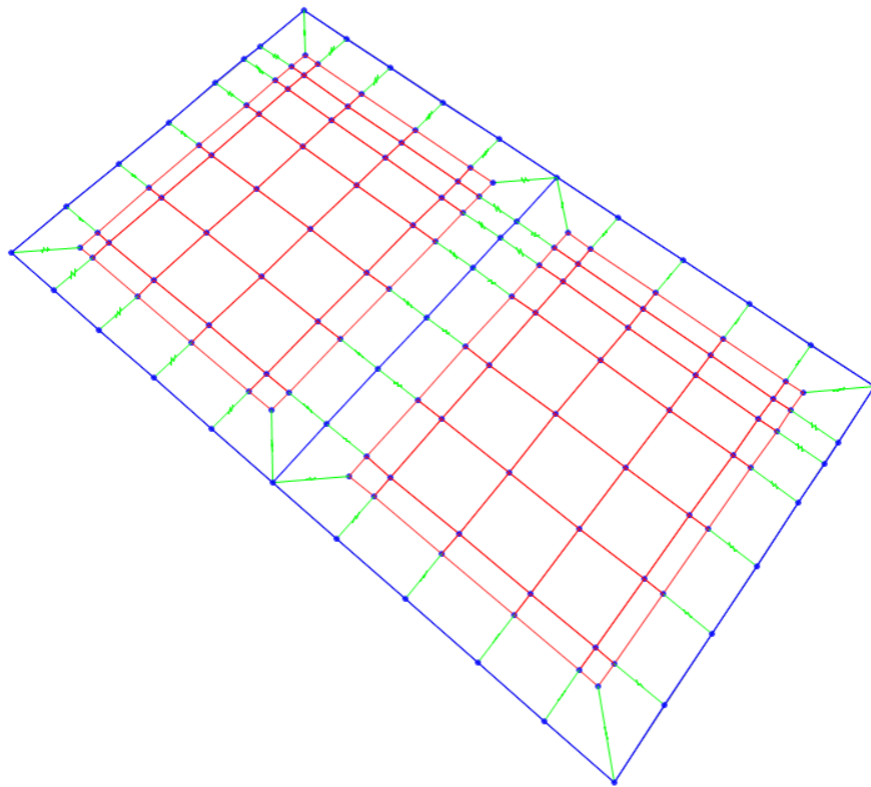


Figura 3: Modellazione agli elementi finiti del plinto di fondazione (in blu elementi frame, in rosso elementi shell)

7 ANALISI DEI CARICHI STATICI

7.1 AZIONI DI CALCOLO PER GRAVITÀ

Nel seguito è riportata la classificazione delle azioni sulle strutture secondo la variazione della loro intensità nel tempo prevista dal D.M. del 17 gennaio 2018 (§2.5.1.3):

PERMANENTI (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;

VARIABILI (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

ECCEZIONALI (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

SISMICHE (E): azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

7.2 PESO PROPRIO

Il peso proprio dei profili metallici è stato valutato assumendo per l'acciaio un peso specifico pari a $Y_s = 78.50$ kN/m³.

Il peso proprio dell'impalcato misto in acciaio e calcestruzzo è assunto pari a 2,40 kN/m² secondo le indicazioni del produttore.

7.3 AZIONI PERMANENTI

Nella definizione dei carichi permanenti di natura non strutturale sono stati considerati i seguenti contributi:

- Finitua in resina: è stato considerato un carico uniformemente distribuito su tutta la superficie dell'impalcato pari a 1,20 kN/m².

7.4 AZIONI VARIABILI

Come specificato al paragrafo 5.1.3.3.4 delle NTC, le passerelle pedonali risultano fare parte dei ponti stradali di 3a categoria.

Per i ponti di 3a categoria, come indicato al paragrafo 5.1.3.3.5 si deve considerare il carico associato allo schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche. Il paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC indica che lo schema di carico 5 è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale (comprensiva degli effetti dinamici) di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Per le verifiche locali si considera il carico associato allo schema 4, è costituito da un carico isolato da 10kN con impronta quadrata di lato 0.10 m.

7.5 CARICHI DA NEVE

La determinazione del carico da neve si ricava in funzione delle prescrizioni riportate al §3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018).

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 8. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

Il carico da neve si ricava dalla seguente espressione:

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

Si considera la zona 1 - Mediterranea (verde nella figura seguente) con un'altitudine sul livello del mare inferiore a 200 m; si ottiene quindi un valore di riferimento del carico della neve al suolo pari a

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

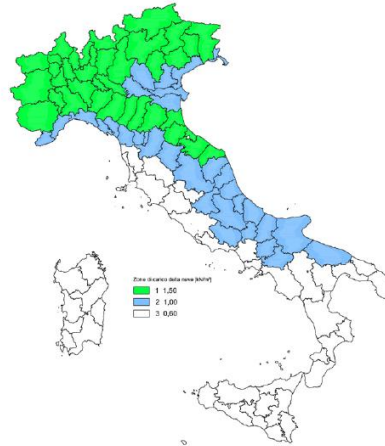


Figura 8. Zonazione per la determinazione del carico da neve

Il coefficiente di esposizione si assume pari a $C_E = 1$.

Il coefficiente termico C_t è posto uguale ad 1.

Si considera un carico da neve pari a $q_s = 0.8 \cdot 1.5 = 1.2 \text{ kN/m}^2$ (neve su piano orizzontale).

7.6 CARICHI DA VENTO

L'azione del vento è calcolata in base al § 3.3 delle NTC.

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi tabella seguente), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (1);

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

I parametri identificativi dell'azione del vento sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 2: Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Si ottiene quindi $v_b = 25$ m/s.

La velocità di riferimento corrisponde alla velocità base di riferimento poiché si considera un periodo di ritorno pari a 50 anni: $v_r = 25$ m/s.

Si considera una classe di rugosità del terreno D con riferimento a **Tabella 3**.

Tabella 3 Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Si considera una categoria di esposizione IV con riferimento a **Figura 4**.

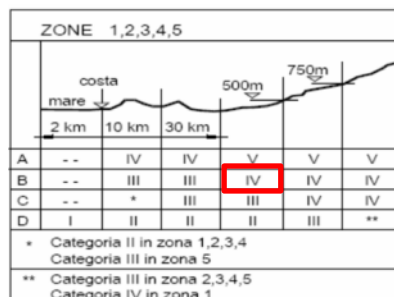


Figura 4 Definizione delle categorie di esposizione

La pressione del vento è data da:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

La pressione cinetica di riferimento q_r è pari a:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 391,20 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

dove k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; c_t è il coefficiente di topografia, posto pari ad 1.

Tabella 4 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

c_p è il coefficiente di forma, ed è +0.8 per le facce sopravento, -0.50 per le facce sottovento.

Il coefficiente dinamico c_d tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Si assume cautelativamente c_d pari a 1.0.

Per la pressione del vento si ottengono i valori definiti in seguito:

Si ottiene una pressione del vento pari a $p = 0,64 \cdot c_p \text{ kN/m}^2$.

8 ANALISI DEI CARICHI SISMICI

Si riportano di seguito i dati relativi all'elaborazione degli spettri di progetto ai sensi delle Norme tecniche per le Costruzioni (NTC), approvate con D.M. 17 gennaio 2018.

Ai fini delle verifiche sismiche, secondo quanto previsto dal D.M. del 17 gennaio 2018, vengono individuati due stati limite di esercizio e due stati limite ultimi.

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di Collasso (SLC)

8.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali; tenendo conto che si tratta di un'opera con prestazioni elevate, la costruzione appartiene al tipo 2. Si assume una vita nominale minima pari a $V_N=50$ (tabella 2.4.I delle NTC).

In presenza di azione sismica le costruzioni sono suddivise in classi d'uso in base alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso; in questo caso si considera la classe d'uso II che raggruppa le costruzioni il cui uso preveda affollamenti non significativi. A questa classe corrisponde il coefficiente d'uso $C_U = 1,0$.

Dai dati sopra citati, si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = V_N \times C_U = 50$ che corrisponde ad un periodo di ritorno pari a $T_R = 475$ anni per SLV (probabilità di superamento del 10%).

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N	<input type="text" value="50"/>	info
Coefficiente d'uso della costruzione - C_U	<input type="text" value="1"/>	info
Valori di progetto		
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R	<input type="text" value="50"/>	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="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Figura 5: Valori di progetto per l'azione sismica

8.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

I risultati delle indagini geologiche e geotecniche, di cui al documento "Relazione Geologico-Geotecnica, Idraulica e Sismica" a cura del dott. dal Geol. Fabio Fusina, classificano il suolo di fondazione parzialmente in categoria C ("Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s).

Nella determinazione della valutazione dell'azione sismica tale versante ricade nella Categoria Topografica T1, pendii con inclinazione media $< 15^\circ$ per la quale si ottiene un coefficiente topografico $S_T = 1,0$.

8.3 PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA

Ai fini della normativa corrente, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori dei parametri sopra citati si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. La tabella seguente mostra i risultati per i vari stati limite.

Tabella 5: Parametri per spettro di risposta

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,022	2,538	0,184
SLD	50	0,029	2,522	0,206
SLV	475	0,070	2,509	0,281
SLC	975	0,093	2,497	0,285

8.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico è desunto dalla normativa corrente:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot F_0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione [s]

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito

$S = S_S \times S_T$ è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$\eta = \sqrt{10/5 + \xi} \geq 0.55$$

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;

$T_C = C_C \times T_C^*$ è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro

$T_B = \frac{T_C}{3}$ è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro

$T_D = 4,0 \times \frac{a_g}{g} + 1,6$ è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

I valori dei parametri sismici sopra indicati variano in base allo stato limite considerato.

Si riportano in Figura 6 gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i quattro stati limite considerati.

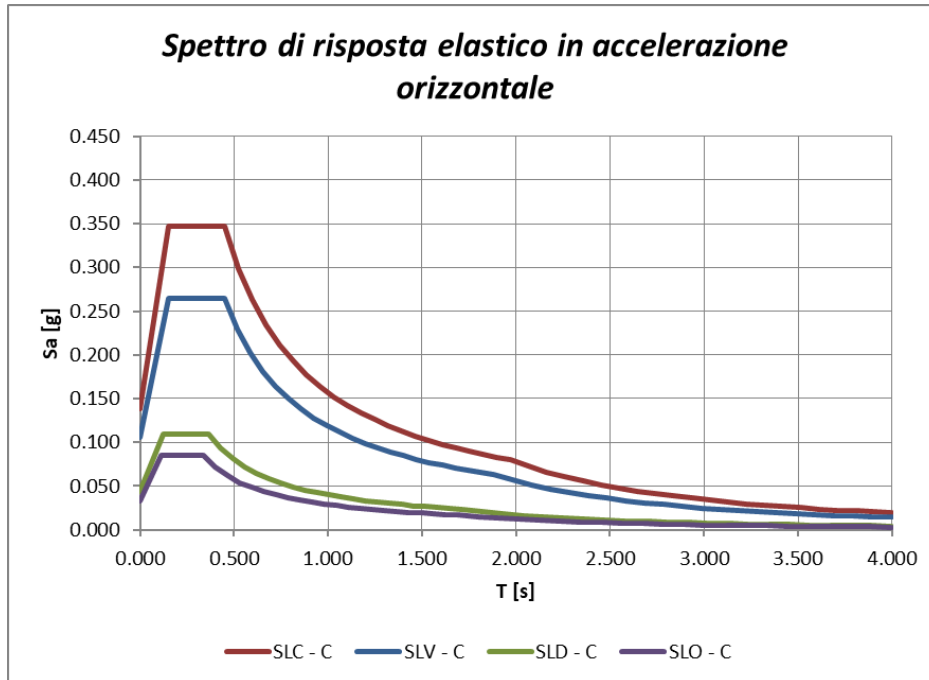


Figura 6: Spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i quattro stati limite

8.5 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE VERTICALE

Lo spettro di progetto è desunto dalla normativa corrente e la sua corrispettiva espressione analitica risulta:

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

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

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

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

Nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione (nella direzione verticale)

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

I valori di a_g , F_o , S , η sono quelli definiti al paragrafo precedente per lo spettro orizzontale.

$S_s = 1,5$ è il coefficiente stratigrafico;

$T_B = 0,05$ s è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;

$T_c = 0,15$ s è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

$T_D = 1,0$ s è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

I valori dei parametri sismici sopra indicati variano in base allo stato limite considerato.

Si riportano in **Figura 7** gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i quattro stati limite

considerati.

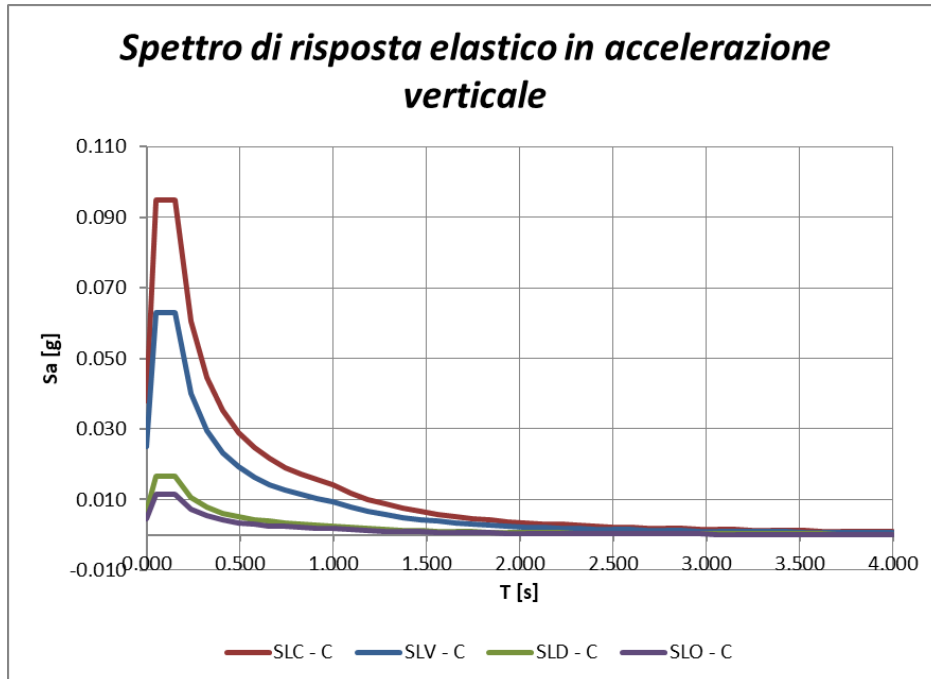


Figura 7: Spettri di risposta elastici in accelerazione verticale per i quattro stati limite

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI STATI

Nel seguito si riportano, in accordo col D.M. del 17 gennaio 2018, le condizioni di carico considerate nel progetto e nella verifica dei singoli elementi strutturali dell'edificio.

9.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 della normativa):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 della normativa):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nelle combinazioni si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I coefficienti di combinazione sono riportati nel seguente prospetto.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A: ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B: uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C: ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D: Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso fino a 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso oltre 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H: Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I: Coperture praticabili			
Categoria K: Coperture per usi speciali (impianti, eliporti,...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (quota fino a 1000 mslm)	0,5	0,2	0,0
Neve (quota oltre 1000 mslm)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

9.2 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella seguente.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella seguente.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della seguente. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Tabella 6: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti G_1	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2	favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili Q	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6 della normativa. Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

Per quanto riguarda i carichi variabili da traffico, tra le combinazioni proposte nella tabella 5.1.IV delle NTC, per i ponti stradali di 3a categoria, si considera il gruppo di azioni 3. Questo prevede l'utilizzo dello schema di carico 5 con un valore caratteristico di 5,0 kN/m².

Tabella 7: Tab 5.1.IV NTC - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

10 ANALISI MODALE

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale. La massa partecipante totale in ogni direzione è mostrata in Figura 23 con riferimento al numero di modi e in Figura 24 con riferimento al periodo di vibrazione.

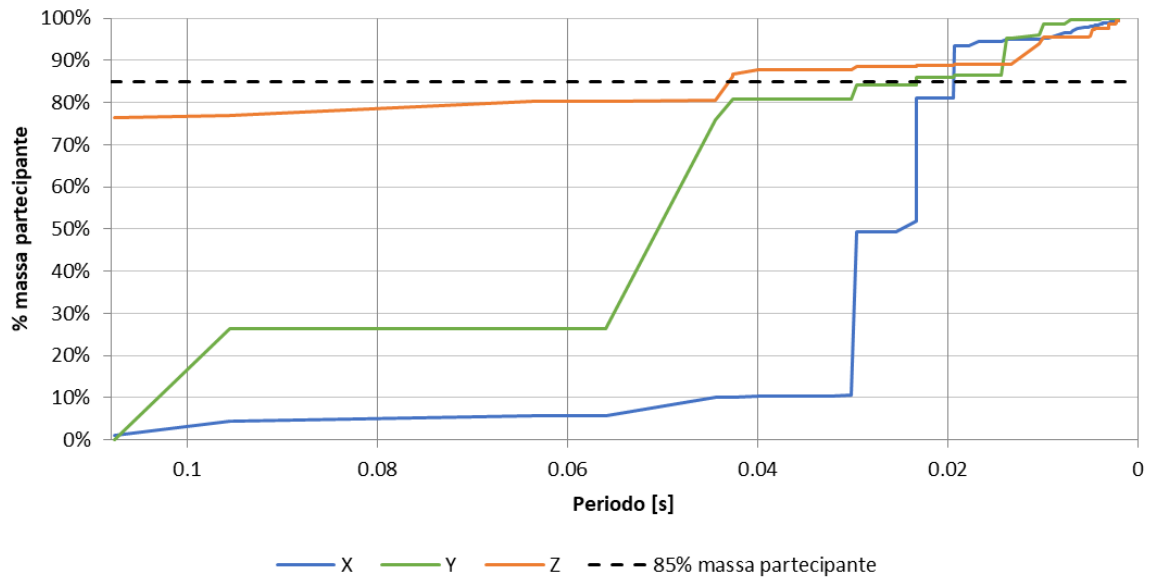


Figura 8: Massa modale partecipante in funzione del periodo di vibrazione

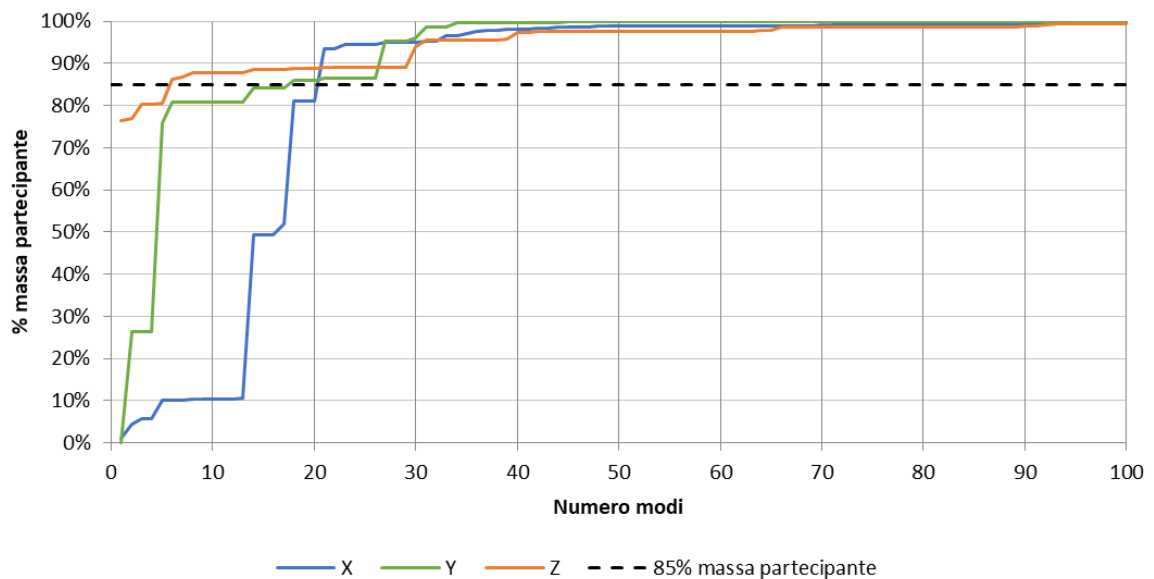


Figura 9: Massa modale partecipante in funzione dei modi di vibrare

Tabella 8: Percentuale totale di massa modale partecipante

Direzione	Statica	Dinamica
UX	100.00	99.48
UY	100.00	99.96
UZ	100.00	99.23

Come indicato al paragrafo §7.3.3.1 delle NTC, sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

11 VERIFICA REAZIONI ALLA BASE

Si riportano in seguito le reazioni alla base del modello.

Tabella 9: Reazioni alla base modello SAP2000

OutputCase	F1	F2	F3
Text	KN	KN	KN
DEAD	0.00	0.00	181.18
G2	0.00	0.00	44.78
FOLLA	0.00	0.00	186.60
NEVE	0.00	0.00	44.78
VENTO	0.00	-18.66	0.00

Le reazioni alla base sono verificate con calcoli svolti a mano:

Tabella 10: Validazione modello

OutputCase	Sap2000	Mano	Differenza
	KN	KN	%
DEAD	181.18	179.76	-0.79%
G2	44.78	44.78	0.00%
FOLLA	186.60	187.00	0.21%
NEVE	44.78	44.78	0.00%
VENTO	-18.66	-18.66	0.00%

La differenza tra i risultati del modello numerico e i calcoli svolti a mano è inferiore al 5%.

12 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

12.1 REAZIONI AGLI APPOGGI

Dall'involuppo delle sollecitazioni SLV-SLU si ottengono le seguenti reazioni e spostamenti agli appoggi:

Tabella 11: Reazioni agli appoggi involuppo SLU-SLV

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3
			KN	KN	KN
1	SLV-INV	Max	0.00	0.00	138.91
1	SLV-INV	Min	0.00	0.00	50.44
2	SLV-INV	Max	0.00	0.00	138.91
2	SLV-INV	Min	0.00	0.00	50.39
3	SLV-INV	Max	20.10	12.43	142.93
3	SLV-INV	Min	-20.10	-14.00	50.53
4	SLV-INV	Max	0.00	13.04	142.93
4	SLV-INV	Min	0.00	-14.00	50.42

Tabella 12: Spostamenti agli appoggi involuppo SLU-SLV

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
			mm	mm	mm
1	SLV-INV	Max	0.10	0.07	0.00
1	SLV-INV	Min	-0.10	0.00	0.00
2	SLV-INV	Max	1.17	0.07	0.00
2	SLV-INV	Min	0.43	0.00	0.00
3	SLV-INV	Max	0.00	0.00	0.00
3	SLV-INV	Min	0.00	0.00	0.00
4	SLV-INV	Max	1.23	0.00	0.00
4	SLV-INV	Min	0.36	0.00	0.00

In sede progettuale gli appoggi sono in neoprene. In fase esecutiva l'Impresa Esecutrice potrà scegliere appoggi simili a quelli sotto riportati previa approvazione del Progettista e del Direttore dei Lavori.

12.2 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE – PASSERELLA ABBASSATA

Per le verifiche si è fatto riferimento al seguente stato limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - - stabilità globale;
 - - collasso per scorrimento sul piano di posa.
- SLU di tipi strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Per l'analisi numerica, l'interazione tra fondazione e terreno è rappresentata da molle alla Winkler. Per quanto attiene al valore della costante di Winkler si considera un valore pari a 2 kg/cm³.

12.2.1 *Capacità della portante del terreno*

La verifica a carico limite della fondazione è stata eseguita facendo riferimento alla nota formula di Brich Hansen 1970 in condizioni drenate. I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella. L'angolo di resistenza al taglio del terreno è assunto pari a 27°.

Tabella 13: Caratteristiche geometriche e sollecitazioni agenti

Ned	280.00	[kN]
Med	308.00	[kNm]
Ved	18.66	[kN]
PP	270.00	[kN]
e	0.49	[-]
B	3.00	[m]
L	4.28	[m]
B'	2.02	[-]

Tabella 14: Verifica della capacità portante del terreno

Capacità portante della fondazione			
ζ_{ys}	1.00	[-]	Coeff. di forma
ζ_{yi}	1.00	[-]	Coeff. Correttivo inclinazione carico
m	1.69	[-]	[-]
qlim	273.34	[kPa]	Capacità portante
Rd	961.69	[kN/m]	$\gamma, r=2,3$
Ed	631.00	[kN/m]	$\gamma, e=1,3$
Rd/Ed	1.52	>1	VERIFICATO

12.2.2 Verifica a ribaltamento

Il meccanismo di collasso per ribaltamento prevede la rotazione intorno all' estremità di valle della suola di fondazione, che diventa centro di rotazione dell'opera.

I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 15: Verifica a ribaltamento

Verifica a ribaltamento Dir. 2			
Ed	455.00	[kNm/m]	$\gamma, e=1,3$
Rd	717.39	[kNm/m]	Momento stabilizzante $\gamma, r=1,15$
Rd/Ed	1.58	>1	VERIFICATO

12.2.3 Verifica a scorrimento del piano di posa

La verifica allo scorrimento della fondazione consiste nell'assicurare la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera va a scorrere sul piano di contatto con il terreno di fondazione. Essa risulta soddisfatta se la componente delle forze agenti nella direzione parallela al piano di scorrimento risulta inferiore alla forza di attrito che si genera al contatto tra opera e terreno di fondazione.

I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 16: Verifica a scorrimento del piano di posa

Verifica a scorrimento			
Ed	24,26	[kN/m]	$\gamma, e=1,3$
Rd	125,78	[kN/m]	$\gamma, r=1,1$
Rd/Ed	5,18	>1	VERIFICATO

12.2.4 Verifica allo stato limite ultimo (SLU STR)

Le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo sulle travi di coronamento sono riportate in seguito:

Tabella 17: Sollecitazioni allo SLU travi di fondazione

P	V2	V3	M2	M3
KN	KN	KN	KN-m	KN-m
31,29	112,09	13,92	7,84	45,04

Le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo sulla platea di fondazioni sono riportate nelle immagini sottostanti:

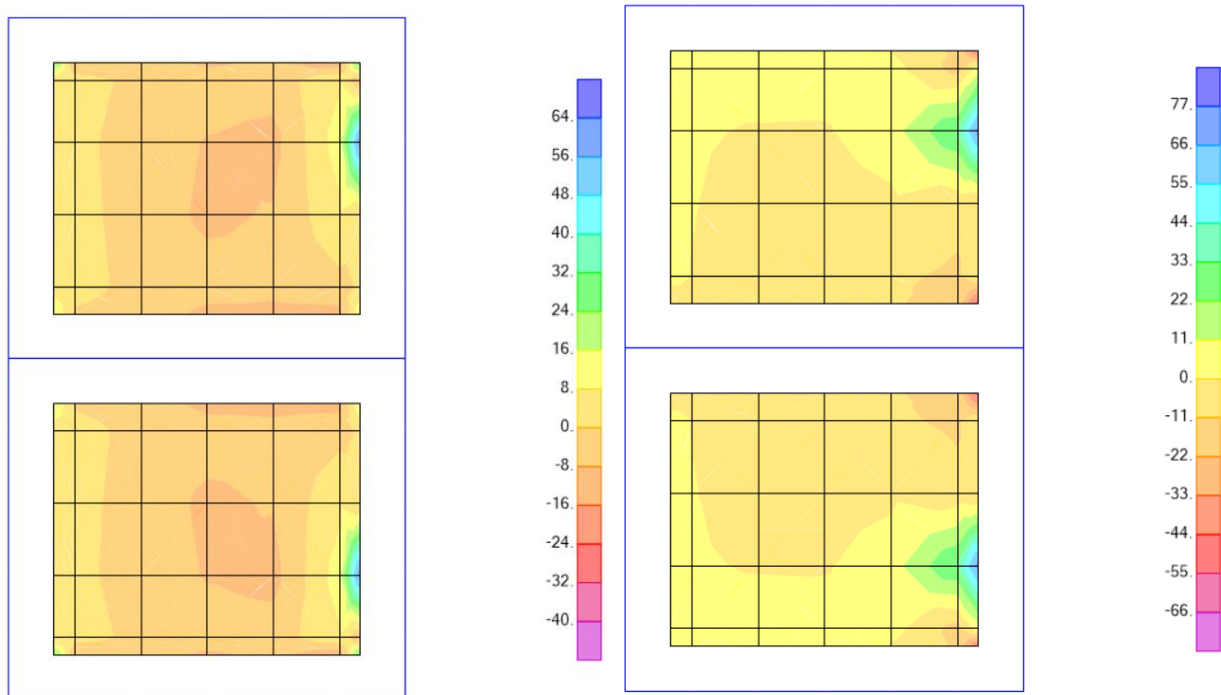


Figura 10: Massime sollecitazioni allo stato limite ultimo platea di fondazione (a sinistra M11, a destra M22)

Software interface for the flexure verification of the foundation beam. The interface includes the following sections:

- TITOLO:** [Empty field]
- N° strati barre:** 3
- Materiali:** B450C, C25/30
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
 - N_{Ed} : 31 kN
 - M_{xEd} : 46 kNm
 - M_{yEd} : 8 kNm
- P.to applicazione N:** Centro
- Tipo rottura:** Lato acciaio - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Calcoli:**
 - σ_c : -14,17 N/mm²
 - σ_s : 391,3 N/mm²
 - ϵ_c : 3,276 ‰
 - ϵ_s : 67,5 ‰
 - d : 135 cm
 - x : 6,249
 - x/d : 0,04629
 - δ : 0,7

Figura 11: Verifica a flessione della trave di fondazione

Tabella 18: Verifica a taglio della trave di fondazione

Materiali		Geometria			Armature trasversali			Forze agenti SLU		Metodo calcolo
Rck [MPa]	f _{yk} [Mpa]	bw [mm]	c [mm]	d [mm]	staffa [mm]	n ° bracci	passo [mm]	Ved [kN]	Ned [kN]	
30	450	500	50	1350	∅ 8	2	200	112	31	NTC
30	450	1400	50	450	∅ 8	2	200	14	31	NTC

Forze resistenti SLU								Verifica
Vrd1 [kN]	Vwd [kN]	Vrd3 [kN]	Vrd2 [kN]	q	Vrsd [kN]	Vrcd [kN]	Vrd,min [kN]	Check
-	-	-	-	21,8	597,2	1488,4	597,2	SEZIONE VERIFICATA
-	-	-	-	21,8	199,1	1389,2	199,1	SEZIONE VERIFICATA

La trave risulta armata come segue:

- Armatura longitudinale: 8 Ø 12 superiori e inferiori;
- Armatura trasversale: staffa Ø 8 passo 200 mm.

Le verifiche sono soddisfatte.

Figura 12: Verifica della platea di fondazione

Considerando un'armatura diffusa costituita da Ø12/200 incrociati superiori e inferiori la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

12.3 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE – PASSERELLA SOLLEVATA

Sono di seguito illustrate le verifiche del sistema di fondazione a ponte sollevato. La fondazione è verificata per i soli carichi in esercizio determinati dal peso proprio degli elementi strutturali e dai sovraccarichi permanenti. Le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico sono omesse in quanto i carichi agenti hanno intensità minore rispetto a quelli considerati a ponte abbassato.

12.3.1 Verifica allo stato limite ultimo (SLU STR)

Si riportano in seguito le massime sollecitazioni agenti sulla platea fondazione indotte dal sistema di sollevamento.

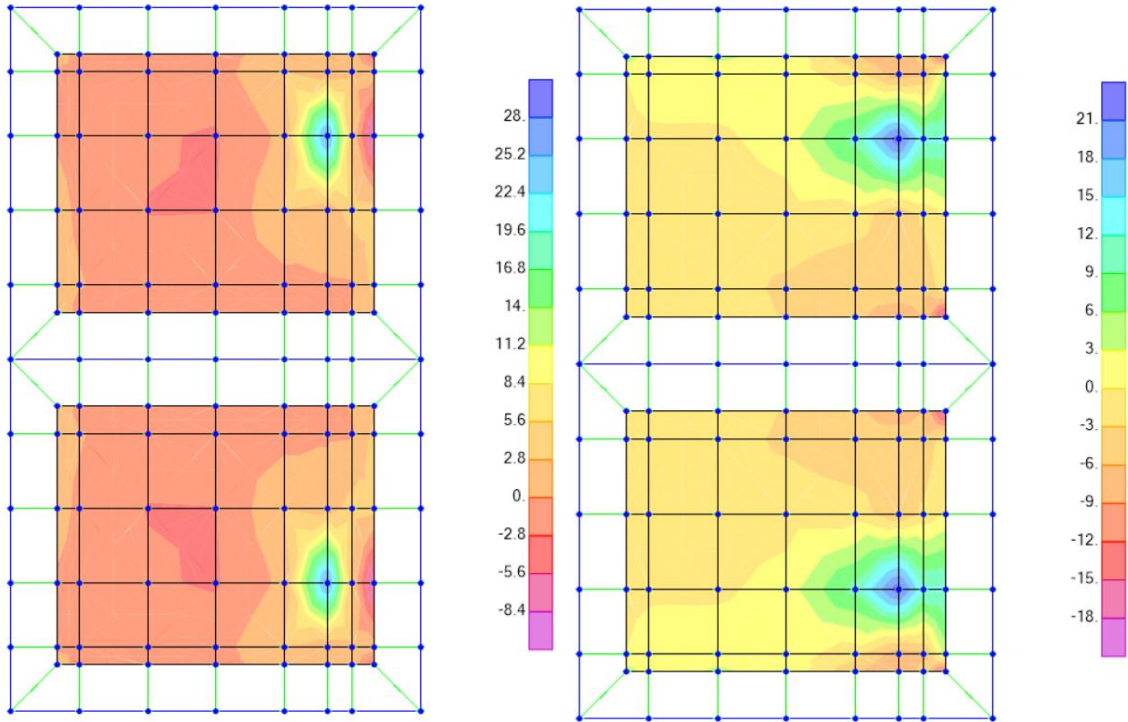


Figura 13: Massime sollecitazioni indotte dal sistema di sollevamento(a sinistra M11, a destra M22)

Considerando un'armatura diffusa costituita da $\varnothing 12/200$ incrociati superiori e inferiori la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

13 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

13.1 PROGETTAZIONE PRELIMINARE LAMIERA GRECATA

La verifica di portata della soletta collaborante viene eseguita sulla base delle tabelle fornite dai produttori. Si considera una luce massima pari a 2,40 m, schema statico appoggio-appoggio.

Il sovraccarico utile uniformemente distribuito considerato è pari a 10.65 kN/mq.

H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m ² - Useful overload evenly distributed KN/m ² Surcharge utile uniformement répartie KN/m ² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m ²														
		1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	
10	0,70	3,30	3,18	3,07	2,97	2,88	2,79	2,72	2,64	2,58	2,52	2,41	2,31	2,15	1,88	
	0,80	3,55	3,42	3,29	3,18	3,08	2,99	2,91	2,83	2,76	2,69	2,56	2,44	2,26	1,88	
	1,00	4,01	3,85	3,70	3,57	3,39	3,24	3,12	3,01	2,91	2,83	2,69	2,57	2,26	1,88	
	1,20	4,41	4,23	3,94	3,71	3,53	3,37	3,24	3,13	3,03	2,95	2,80	2,68	2,26	1,88	
11	0,70	3,20	3,10	3,01	2,93	2,85	2,78	2,72	2,65	2,60	2,54	2,44	2,36	2,21	2,08	
	0,80	3,44	3,34	3,24	3,15	3,06	2,98	2,91	2,85	2,78	2,73	2,62	2,52	2,36	2,08	
	1,00	3,89	3,76	3,64	3,54	3,44	3,35	3,27	3,19	3,12	3,05	2,93	2,80	2,50	2,08	
	1,20	4,29	4,14	4,01	3,89	3,78	3,67	3,53	3,41	3,30	3,21	3,04	2,91	2,50	2,08	
12	0,70	3,09	3,02	2,94	2,87	2,81	2,75	2,70	2,64	2,59	2,55	2,46	2,38	2,24	2,13	
	0,80	3,33	3,25	3,17	3,09	3,02	2,96	2,89	2,84	2,78	2,73	2,64	2,55	2,40	2,27	
	1,00	3,77	3,66	3,57	3,48	3,40	3,33	3,25	3,19	3,13	3,07	2,96	2,86	2,69	2,27	
	1,20	4,15	4,04	3,93	3,83	3,74	3,65	3,57	3,50	3,43	3,36	3,24	3,13	2,72	2,27	
13	0,70	2,99	2,93	2,87	2,81	2,76	2,71	2,66	2,62	2,58	2,53	2,46	2,39	2,27	2,16	
	0,80	3,22	3,15	3,09	3,03	2,91	2,91	2,86	2,81	2,77	2,72	2,64	2,56	2,43	2,31	
	1,00	3,65	3,56	3,49	3,41	3,35	3,28	3,22	3,16	3,11	3,06	2,96	2,88	2,72	2,43	
	1,20	4,03	3,93	3,84	3,76	3,68	3,61	3,54	3,48	3,42	3,36	3,25	3,15	2,92	2,43	

Figura 14: Progettazione preliminare lamiera grecata – Soletta collaborante

Interpolando linearmente si ottiene, per il sovraccarico utile considerato, un valore limite della distanza tra gli appoggi pari a 2,57 m.

In fase di costruzione la lamiera costituisce il cassero ed è soggetta al peso proprio del getto e al peso dei mezzi d'opera stimato a 1,5 kN/mq. Complessivamente il carico distribuito agente sulla lamiera è pari a 3,90 kN/mq.

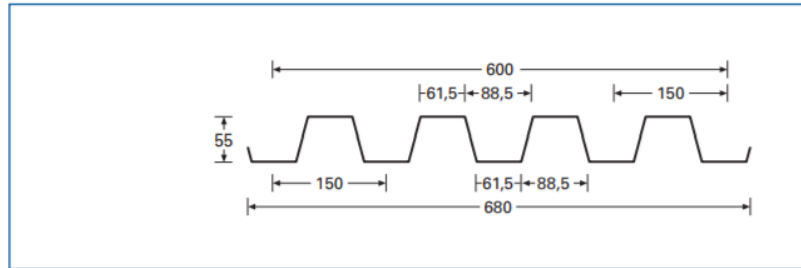
Spess. Thick. Epais. Dicke mm	J cm ⁴ /m	Wp cm ³ /m	Wn cm ³ /m	Distanza fra gli appoggi in metri - Span in meters - Entr'axe des solives - Spannweite in Metern																			
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
0,60	39,12	11,11	12,72	1467	939	652	479	367	277	202	152	117	92	74	60	49	41	35					
0,70	45,98	13,89	16,00	1833	1173	815	599	458	326	238	179	138	108	87	70	58	48	41	35				
0,80	54,90	16,85	19,53	2224	1423	989	726	554	389	284	213	164	129	103	84	69	58	49	41	35			
1,00	73,46	23,27	26,81	3072	1966	1365	1003	742	521	380	285	220	173	138	113	93	77	65	55	47	41	36	
1,20	92,57	30,19	32,82	3985	2550	1771	1301	635	656	479	360	277	218	174	142	117	97	82	70	60	52	45	

Figura 15: Progettazione preliminare lamiera grecata – Soletta non collaborante

Il sovraccarico limite, considerando una luce tra gli appoggi pari a 2,50 m, risulta pari a 4.79 kN/mq.

Le caratteristiche geometriche del sistema proposto sono riassunte nelle seguenti immagini:

TIPO A 55/P 600
TYPE A 55/P600



Caratteristiche della lamiera - Properties of the trapezoidal sheets - Caracteristiques du profil - Blecheigenschaften

	mm	Spessore - Thickness - Epaisseur - Stärke				
		0,60	0,70	0,80	1,00	1,20
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m	4,71	5,50	6,28	7,85	9,42
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m ²	7,85	9,16	10,47	13,08	15,70
Compressione sup. - Top compression						
J _f	cm ⁴ /m	39,12	45,98	54,90	73,46	92,57
W _i	cm ³ /m	17,13	20,48	23,88	30,76	37,72
W _s	cm ³ /m	11,11	13,89	16,85	23,27	30,19
Compressione inf. - Bottom compression						
W _i	cm ³ /m	12,72	16,00	19,53	27,14	35,25
W _s	cm ³ /m	14,95	17,87	20,83	26,81	32,82

Figura 16: Caratteristiche geometriche lamiera grecata

13.2 VERIFICA COSCIALI – STATO LIMITE ULTIMO

La verifica dei singoli elementi strutturali è stata svolta in accordo con il capitolo 4.2.4 nelle NTC.

13.2.1 Classificazione del profilo

Le tabelle 4.2.III e 4.2.IV forniscono indicazioni per la classificazione delle azioni:

$$\text{acciaio S355} \rightarrow \varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1,00$$

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti: in questo caso la sezione risulta di classe 1: la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza, nonostante l'anima a compressione della trave risulterebbe in classe 3 [EC3 #6.2.9.1].

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

Figura 17: Classificazione dei profili

13.2.2 Verifiche agli stati limite ultimi

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

- R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici della resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche "efficaci" si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN1993-1-3.
- γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Tabella 19: Coefficienti parziali di sicurezza

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

13.2.3 Resistenza delle membrature

- Compressione

La resistenza a compressione senza instabilità deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{ED}}{N_{C,Rd}} \leq 1$$

dove $N_{C,Rd}$ è la resistenza di progetto a compressione senza instabilità, pari a :

$$N_{C,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- Trazione

La trazione agente di calcolo N_{ED} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{ED}}{N_{T,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a trazione $N_{T,Rd}$, in assenza di fori, vale:

$$N_{T,Rd} = \min \left(\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}; 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right)$$

- Taglio

Il taglio agente di calcolo V_{ED} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{ED}}{V_{C,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{C,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

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

dove A_v è l'area resistente a taglio.

- Flessione

Il momento flettente di calcolo M_{ED} deve rispettare la seguente condizione:

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

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

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

per le sezioni di classe 1 e 2 (4.2.13).

Inoltre è stato usato un fattore di forma pari a 1.27 che corrisponde al rapporto tra il momento ultimo plastico e il momento ultimo elastico di conseguenza il modulo resistente plastico (W_{pl}) è pari 1.27 volte il modulo resistente elastico (W_{el}).

13.2.4 Verifiche automatiche (SAP2000)

```

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 34 X Mid: 7.386 Combo: SLV-INV Design Type: Beam
Length: 0.778 Y Mid: 0. Shape: Coaciale 1,15 Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.778 Z Mid: 0. Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.1 GammaM2=1.25
q0=1. Omega=1. GammaRd=1.2
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=0.95

Aeff=0.048 eNy=0. eNs=0.
A=0.048 Iyy=0.009 iyy=0.438 Wel,yy=0.016 Weff,yy=0.016
It=9.650E-06 Iss=2.681E-04 iss=0.075 Wel,ss=0.001 Weff,ss=0.001
Iw=8.483E-05 Iyz=0. h=1.15 Wpl,yy=0.019 Av,y=0.02
E=210000000. fy=235000. fu=360000. Wpl,ss=0.002 Av,s=0.028

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location Ned Med,yy Med,ss Ved,s Ved,y Ted
0.778 -292.362 476.972 -0.748 -6.391 0.342 -0.002

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)
D/C Ratio: 0.15 = 0.031 + 0.119 + 0. < 0.95 OK
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kys (Ms,Ed+NEd eNs)/(Ms,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.37)

AXIAL FORCE DESIGN
Ned Nc,Rd Nt,Rd
Force Capacity Capacity
Axial -292.362 10630.952 10630.952

Npl,Rd Nu,Rd Ncr,T Ncr,TF An/Ag
10630.952 12312. 1478312.545 1478312.545 1.

Curve Alpha Ncr LambdaBar Phi Chi Nb,Rd
Major (y-y) b 0.34 78018.763 0.378 0.602 0.935 9484.205
MajorB (y-y) b 0.34 78018.763 0.378 0.602 0.935 9484.205
Minor (s-s) c 0.49 919207.102 0.11 0.484 1. 10147.727
MinorB (s-s) c 0.49 919207.102 0.11 0.484 1. 10147.727
Torsional TF c 0.49 1478312.545 0.087 0.476 1. 10147.727

MOMENT DESIGN
Med Med,span Mn,Ed Meq,Ed
Moment Moment Moment Moment
Major (y-y) 476.972 476.972 473.741 474.387
Minor (s-s) -0.748 -0.748 -0.748 -0.748

Mc,Rd Mv,Rd Mn,Rd Mb,Rd
Capacity Capacity Capacity Capacity
Major (y-y) 4210.417 4210.417 4210.417 4019.034
Minor (s-s) 486.086 486.086 486.086

Curve AlphaLT LambdaBarLT PhiLT ChiLT psi Mcr
LTB d 0.76 0.092 0.463 1. 1.006 520930.873

Factors kyy kys ksy kss
1. 0.564 0.71 0.94

SHEAR DESIGN
Ved Ted Vc,Rd Stress Status
Force Torsion Capacity Ratio Check
Major (s) 6.391 0.003 3553.452 0.002 OK
Minor (y) 0.342 0.003 2584.329 0. OK

Vpl,Rd Eta LambdabarW
Reduction 3553.452 1. 0.355

```

Figura 18: Verifica sezione di mezzeria

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 25 X Mid: 0.389 Combo: SLV-INV Design Type: Beam
 Length: 0.778 Y Mid: 0. Shape: Coaciale 1,15 Frame Type: Non Dissipative
 Loc : 0. Z Mid: 0. Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes
 Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.1 GammaM2=1.25
 q0=1. Omega=1. GammaRd=1.2
 An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=0.95

Aeff=0.048 eNy=0. eNs=0.
 A=0.048 Iyy=0.009 iyy=0.438 Wel,yy=0.016 Weff,yy=0.016
 It=9.650E-06 Iss=2.681E-04 iss=0.075 Wel,ss=0.001 Weff,ss=0.001
 Iw=8.483E-05 Iys=0. h=1.15 Wpl,yy=0.019 Av,y=0.02
 E=210000000. fy=235000. fu=360000. Wpl,ss=0.002 Av,s=0.028

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,ss	Ved,s	Ved,y	Ted
0.	-20.946	-11.936	-0.519	-157.958	-0.315	0.002

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.006 = 0.002 + 0.002 + 0.001 < 0.95 OK

$$= \frac{Ned}{(\chi_{s, NRk} / \Gamma_{M1})} + k_{yy} \frac{(My, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} My, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{ss} \frac{(Ms, Ed + NEd eNs)}{(Ms, Rk / \Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-20.946	10630.952	10630.952				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	10630.952	12312.	1478312.545	1478312.545	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.34	78018.762	0.378	0.602	0.935	9484.205
MajorB (y-y)	b	0.34	78018.762	0.378	0.602	0.935	9484.205
Minor (z-z)	c	0.49	919207.102	0.11	0.484	1.	10147.727
MinorB (z-z)	c	0.49	919207.102	0.11	0.484	1.	10147.727
Torsional TF	c	0.49	1478312.545	0.087	0.476	1.	10147.727

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-11.936	-11.936	15.942	-21.518			
Minor (z-z)	-0.519	-0.751	-0.519	-0.674			
	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	4210.417	4210.417	4210.417	4019.034			
Minor (z-z)	486.086	486.086	486.086				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.76	0.064	0.451	1.	2.058	1065658.907
Factors	kyy	kys	kxy	kss			
	0.491	0.493	0.71	0.821			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	157.958	0.01	3553.452	0.044	OK
Minor (y)	0.405	0.01	3584.329	0.	OK
Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW		
	3553.452	1.	0.355		

Figura 19: Verifica sezione di appoggio

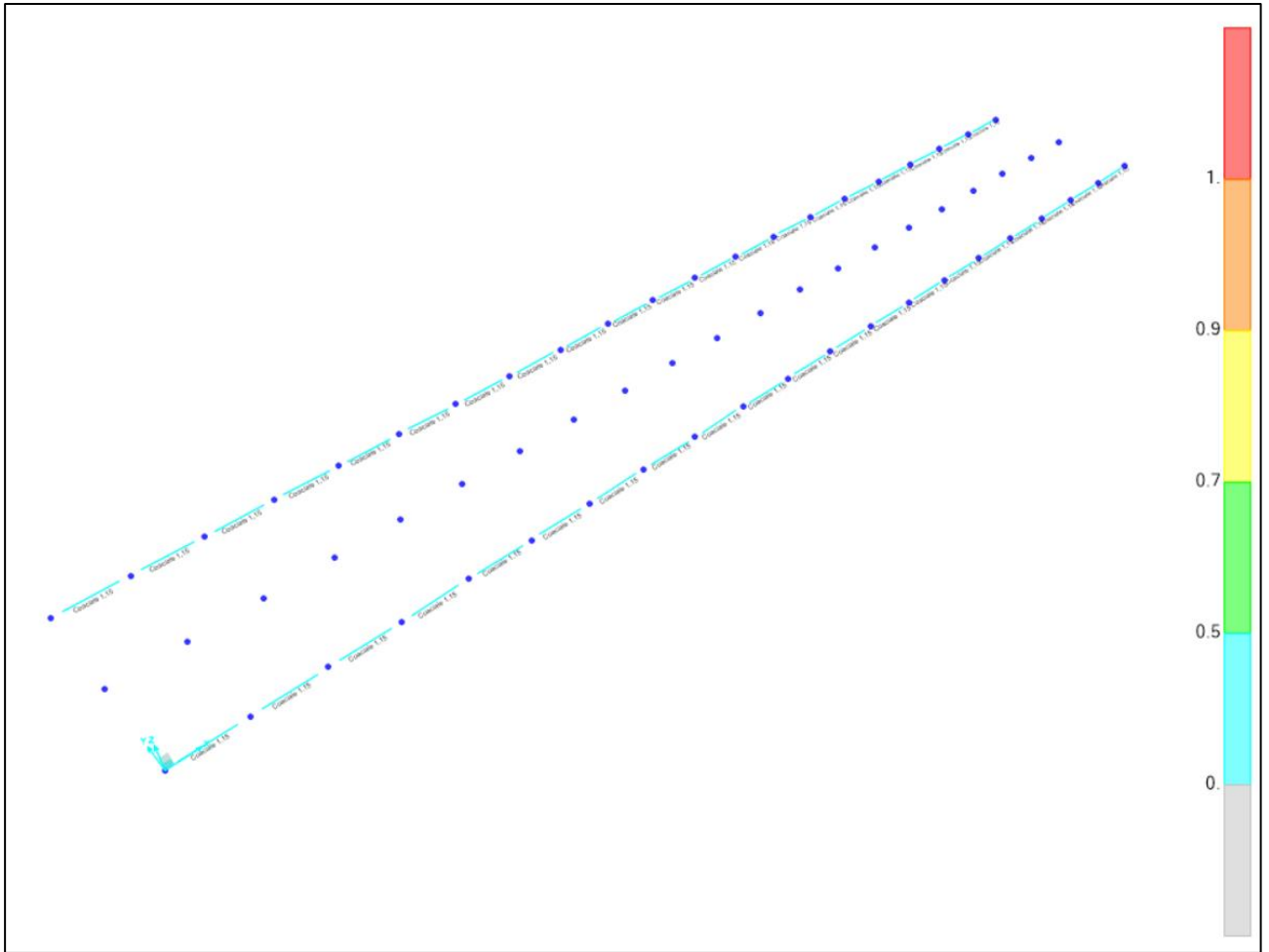


Figura 20: Verifiche automatiche modello SAP2000 – Output grafico

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

14 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

14.1 VERIFICA A FATICA

La verifica a fatica per vita illimitata è stata condotta in accordo con il capito 5.1.4.3 del NTC.

La verifica risulta essere soddisfatta quando la massima differenza di tensione $\Delta\sigma_{max}$ è inferiore al limite di fatica:

$$\Delta\sigma_{max} \leq \sigma_{FAa}$$

Tale verifica è stata condotta sulle massime variazioni tensionali assiali dei profili più caricati. Le variazioni considerate sono:

- $(G_1+G_2+0.6xQ) - (G_1+G_2)$
- (Inviluppo SLE rara) – (G_1+G_2)

Il rapporto di fatica assiale per acciai a comportamento duttile è pari a:

$$\frac{\sigma_{FAa}}{f_{yk}} = 0.30 \quad \rightarrow \quad \sigma_{FAa} = 0.30 f_{yk} = 70.50 \text{ MPa}$$

dove:

σ_{FAa} è il valore di tensione limite a fatica

f_{yk} è il valore di resistenza caratteristica a snervamento.

Il valore del rapporto di fatica è reperibili in letteratura.

Di seguito si riportano le sollecitazioni degli elementi.

Tabella 20: Massime sollecitazioni degli elementi per e combinazioni considerate

Combinazione	Ned	σ
	[kN]	[MPa]
G1+G2+0,6Q	160.26	4.20
INV_SLE_Rara	189.67	4.97
G1+G2	86.01	2.25

Tabella 21: Massime varizioni tensionali

Variazione	$\Delta\sigma$
	[MPa]
0,6Q	1.94
INV_SLE_Rara-(G1+G2)	2.71

La verifica a fatica è ampiamente soddisfatta.

14.2 VERIFICA A VIBRAZIONE

La verifica a vibrazione è stata condotta seguendo le linee guide del eurocodice EN1990 – Annex A2 in cui si fa riferimento al criterio del comfort per le passerelle pedonali.

Nel paragrafo A2.4.3.2 vengono individuati i range di frequenze per i quali sono necessarie le verifiche:

(2) If the fundamental frequency of the deck f_0 exceeds :

- 5 Hz for vertical vibrations,
- 2,5 Hz for horizontal vibrations,

it may be assumed that no further verification is necessary.

(3) If f_0 is in the range :

- 3 - 5 Hz for vertical vibrations, or
- 1,5 – 2,5 Hz for lateral vibrations,

a verification of the comfort criteria may be specified for the particular project.

NOTE In such a case, the pulsating excitation cannot occur at each period and its effect is therefore reduced. This explains why the verification of the comfort criteria may not be systematic.

(4)P If f_0 is smaller than :

- 3,0 Hz for vertical vibrations,
- 1,5 Hz for horizontal vibrations,

a verification of the pedestrian comfort criteria shall be performed.

Figura 21: Stralcio paragrafo A2.4.3.2

Di seguito vengono riportati i periodi e le frequenze fondamentali per le tre direzioni principali della passerella:

Tabella 22: Periodo fondamentale e frequenze per le tre direzioni principali

Direzione	Periodo	Frequenza
	[s]	[Hz]
UX	0.0296	33.80
UY	0.0444	22.51
UZ	0.1076	9.29

Le frequenze fondamentali rispettano i limiti posti. Di conseguenza si ritiene non siano necessarie ulteriori verifiche.

15 VERIFICA DELLE CONNESSIONI

Si riporta in seguito la verifica dell'unione a taglio tra l'anima della trave in acciaio e l'elemento scorrevole alloggiato all'interno del binario realizzato a ridosso del pilastro binato. La verifica è soddisfatta.

BULLONI					
Classe	8	8	Resistenza a snervamento del materiale del bullone	γ_{M0}	1,05
Tipo	M	20	Resistenza a rottura del materiale del bullone	γ_{M1}	1,05
$f_{yk} =$	640	MPa	Tipologia di bulloni	γ_{M2}	1,25
$f_{tk} =$	800	MPa			
$A =$	314	mm ²	Area del gambo del bullone		
$A_{res} =$	245	mm ²	Area resistente del gambo del bullone		
$d_0 =$	-	mm	Diametro del dado		
$d_s =$	-	mm	Diametro medio della testa del bullone		
n° bulloni =	24	[-]	Numero di bulloni		
PIASTRA					
MATERIALE	S 275	MPa			
$f_k =$	430	MPa	Resistenza caratteristica a rottura del materiale del piatto		
d_0	21,00	mm	Diametro del foro		
$t_p =$	20,00	mm	spessore del piatto		
n° piatti =	2	[-]	Numero di piatti		

4.2.8.1.1 NTC18 - UNIONI - Verifica a taglio-trazione della connessione

$$F_{v,Ed,tot} = 170,00 \text{ kN} \Rightarrow F_{v,Ed} = \frac{F_{v,Ed,tot}}{n^{\circ} \text{ bulloni}} = 7,08 \text{ kN} \quad \text{Taglio agente sul singolo bullone}$$

$$e = 0,00 \text{ mm} \Rightarrow F_{t,Ed} = \frac{F_{v,Ed,tot} \cdot e}{n^{\circ} \text{ piatti} \cdot p_2} = 0,00 \text{ kN} \quad \text{Trazione agente dovuta all'eccentricità del taglio}$$

- taglio-rifollamento

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{tk} A_{res}}{\gamma_{M2}} n^{\circ} \text{ piatti} = 188,16 \text{ kN} \quad \text{classe 4.6, 5.6 e 8.8} \quad \text{Resistenza a taglio del singolo bullone}$$

GEOMETRIA	MINIMI	MASSIMI						
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali		Unioni NON esposte a fenomeni corrosivi o		Unioni di elementi in acciaio resistente alla		
e_1 [mm] =	50	25,20	120,00	Verificato	-	Verificato	160,00	Verificato
e_2 [mm] =	50	25,20	120,00	Verificato	-	Verificato	160,00	Verificato
p_1 [mm] =	170	46,20	200,00	Verificato	200,00	Verificato	175,00	Verificato
$p_{1,0}$ [mm]		-	200,00	Verificato	-	-	-	-
$p_{1,i}$ [mm]		-	400,00	Verificato	-	-	-	-
p_2 [mm] =	100	50,40	200,00	Verificato	200,00	Verificato	175,00	Verificato

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{tk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = 0,79 \text{ [-]} \quad \text{bulloni di bordo nella direzione del carico}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{tk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = 1,00 \text{ [-]} \quad \text{bulloni interni nella direzione del carico}$$

$$k = \min \left\{ \frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5 \text{ [-]} \quad \text{bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico}$$

$$k = \min \left\{ \frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5 \text{ [-]} \quad \text{bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico}$$

$$\alpha_{min} = 0,79 \text{ [-]} \Rightarrow F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} = 273,02 \text{ kN} \quad \text{Resistenza rifollamento piatto}$$

$$k_{min} = 2,50 \text{ [-]}$$

$$F_{v,Rd} = \min \{ F_{v,Rd}; F_{b,Rd} \} = 188,16 \text{ kN} \Rightarrow \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = 0,04 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Figura 22: Verifica della connessione a taglio

16 VERIFICA DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO

16.1 VERIFICA DEI PILASTRI BINATI

I pilastri binati per il supporto delle pulegge di rinvio sono realizzati attraverso una sezione mista in acciaio calcestruzzo e sono stati dimensionati attraverso la portata massima degli argani installati pari a 6000 kg.

Le sollecitazioni agenti sul singolo pilastro sono le seguenti:

$N_{ed} = 60$ kN

$M_{ed} = 7.5$ kN m

A favore di sicurezza nelle verifiche è trascurato il contributo del tubolare in acciaio che funge da cassero a perdere:

The screenshot shows a software interface for the verification of a reinforced concrete column. The main window is titled 'Titolo:'. It contains several sections:

- Geometry:** A table with columns 'N°', 'b [cm]', and 'h [cm]'. Row 1: 1, 50, 20.
- Reinforcement:** A table with columns 'N°', 'As [cm²]', and 'd [cm]'. Row 1: 1, 7.70, 2.5. Row 2: 2, 6.16, 17.5.
- Loads (Sollecitazioni):** Input fields for N_{Ed} (60), M_{xEd} (7.5), and M_{yEd} (0). Units are kN and kNm.
- Materials (Materiali):** Two columns for materials B450C and C25/30. Properties include ϵ_{su} (67.5%), f_{yd} (391.3 N/mm²), E_s (200'000 N/mm²), ϵ_s / ϵ_c (15), ϵ_{syd} (1.957%), $\sigma_{s,adm}$ (255 N/mm²), ϵ_{c2} (2%), E_{cu} (3.5), f_{cd} (14.17), f_{cc} / f_{cd} (0.8), $\sigma_{c,adm}$ (9.75), and τ_{c1} (1.829).
- Results:** M_{xRd} (42.8 kNm), σ_c (-14.17 N/mm²), σ_s (391.3 N/mm²), ϵ_c (3.5%), ϵ_s (15.66%), d (17.5 cm), x (3.197), x/d (0.1827), and δ (0.7).
- Options:** 'Tipo Sezione' (Rettan.re selected), 'Tipo rottura' (Lato calcestruzzo - Acciaio snervato), 'Metodo di calcolo' (S.L.U. + selected), 'Tipo flessione' (Retta selected), 'N° rett.' (100), 'Calcola MRd', 'Dominio M-N', 'L₀' (0 cm), 'Col. modello', and 'Precompresso' (unchecked).

Figura 23: Verifica pilastri binati in esercizio

È prevista un'armatura longitudinale pari a 5 \varnothing 14 superiori e 4 \varnothing 14 inferiori (per la presenza della binario per il sollevamento) e un'armatura trasversale con staffe \varnothing 8 passo 200 mm. È omessa la verifica a taglio in quanto non significativa.

16.2 VERIFICA ANCORAGGI

16.2.1 Ancoraggio carrucola di rinvio inferiore

L'ancoraggio alla fondazione della carrucola di rinvio inferiore è realizzato attraverso una piastra metallica rettangolare 350x600 di spessore 10 mm acciaio S275 zincato e 6 inghisaggi M20 di classe 8.8 posti a 40 mm dal bordo della piastra.

L'ancoraggio è stato verificato attraverso il software Hilti Profis Anchor. Il dettaglio della verifica è riportato in allegato 2.

16.2.2 Ancoraggio carrucola di rinvio superiore

L'ancoraggio al pilastro della carrucola di rinvio superiore è realizzato attraverso una piastra saldata alla sommità del pilastro. È omessa la verifica della saldatura in quanto a completa penetrazione.

16.2.3 Ancoraggio argano

L'ancoraggio alla fondazione dell'argano è realizzato attraverso 8 inghisaggi M20 di classe 8.8. L'ancoraggio è stato verificato attraverso il software Hilti Profis Anchor. Il dettaglio della verifica è riportato in allegato 3.

17 ALLEGATO 1: APPOGGIO IN GOMMA

18 ALLEGATO 2: VERIFICA ANCORAGGIO PULEGGIA DI RINVIO INFERIORE

19 ALLEGATO 3: VERIFICA ANCORAGGIO ARGANO



DESCRIZIONE

MARCATURA CE

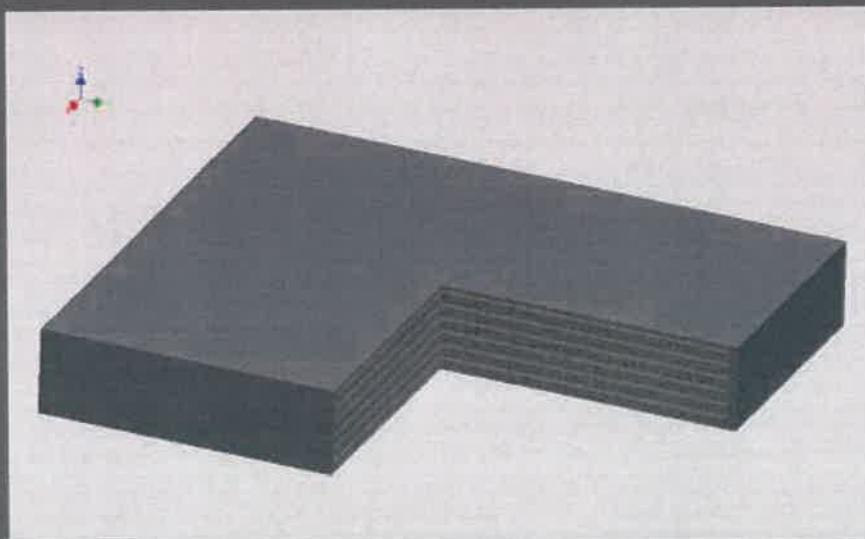
La Normativa per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, ed in particolare il paragrafo 11.6 concernente gli apparecchi di appoggio, prevede l'obbligatorietà della Marcatura **CE** per gli appoggi strutturali installati permanentemente in una costruzione, che implica dimensionamento e realizzazione seguendo i dettami della Norma UNI EN 1337-3.

Le indicazioni del presente catalogo e le tabelle ivi contenute si riferiscono a questa precisa normativa (appoggi standard). **FIP Industriale** comunque progetta e costruisce appoggi fuori standard, sempre marcati CE, in base a sollecitazioni e/o dimensioni diverse da quelle tabulate, come pure appoggi dimensionati secondo altre diffuse normative vigenti, come per es. le statunitensi AASHTO o le inglesi British Standard.



PRODOTTO

La serie **Neoarm** è una linea di apparecchi d'appoggio strutturali in elastomero armato, costituiti cioè da un blocco in elastomero nel quale sono inseriti su più strati dei lamierini in acciaio vulcanizzati a caldo alla gomma, con lo scopo principale di ridurre al minimo il rigonfiamento e lo scivolamento della gomma sotto carico. I lamierini sono protetti dalla corrosione essendo completamente avvolti dalla gomma.



Gli appoggi **Neoarm** realizzano un tipo di vincolo particolare, intermedio tra gli apparecchi di tipo fisso e quelli di tipo mobile, permettendo traslazioni in qualunque direzione del piano, ma nel contempo generando spinte orizzontali di intensità proporzionale alle traslazioni stesse.

Le rotazioni attorno ad un asse orizzontale qualsiasi sono consentite dalla deformabilità dell'elastomero.

Sono di semplice costruzione e messa in opera, ben resistenti agli agenti atmosferici, leggeri e non richiedono manutenzione.

Gli appoggi **Neoarm** possono essere sia di forma rettangolare che di forma circolare e sono catalogati in base alla loro dimensione, al numero e spessore di strati in elastomero ed allo spessore dei lamierini (gli strati di ricoprimento esterni sono spessi 2,5 mm).

Si fa presente che gli appoggi **Neoarm** sono idonei per l'applicazione entro un campo di temperatura da -30°C a $+50^{\circ}\text{C}$ (fino a $+70^{\circ}\text{C}$ per brevi periodi) e che si deve cercare di evitare la disposizione di due o più appoggi accostati nella direzione longitudinale della trave.



Qualora le superfici superiore ed inferiore non fossero parallele, cioè la trave avesse una qualsiasi pendenza, questa può essere ripresa vulcanizzando una piastra a cuneo nell'estremità superiore dell'appoggio, che non risulterà più standard.

Gli appoggi in catalogo sono dimensionati secondo la normativa europea UNI EN 1337-3 nella quale sono classificati come categoria tipo B, considerando un elastomero di durezza 60 ± 5 Sh/A e una rotazione attorno ad un asse orizzontale (direzione lato lungo nel caso rettangolare) pari a 0.01 radianti.

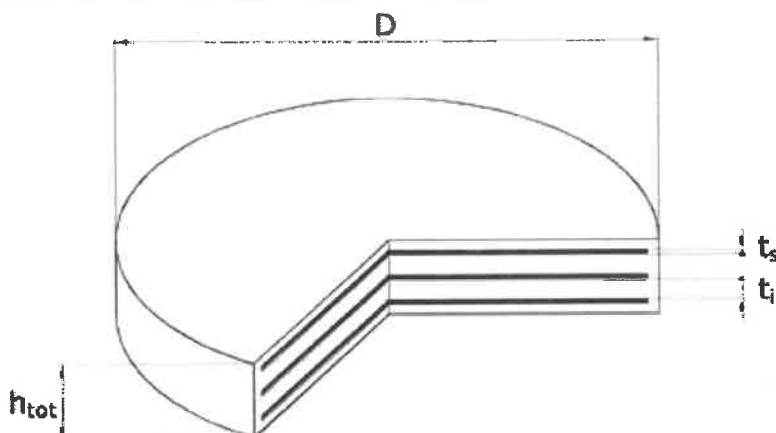
Nelle tabelle successive vengono classificati in ordine di tipologia (circolari e rettangolari), con le relative caratteristiche geometriche e fisiche e con i carichi verticali massimi ammessi, al variare dello spostamento dell'appoggio (se rettangolare in direzione lato corto).

Il codice identificativo dell'appoggio nelle tabelle seguenti riporta semplicemente le dimensioni dello stesso. Dimensioni e/o realizzazioni diverse da quelle in catalogo possono essere realizzate su richiesta.



TABELLE NEOARM CIRCOLARI

CARATTERISTICHE								
Diametro	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidezza orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
D mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM Ø
200	23	2	6	2	1,66	0,7	2	200 x 23
	31			3	1,23	1,0	3	200 x 31
	39			4	0,97	1,2	4	200 x 39
250	23	2	6	2	2,60	1,1	3	250 x 23
	31			3	1,92	1,5	4	250 x 31
	39			4	1,52	1,9	6	250 x 39
300	31	2	6	3	2,77	2,2	6	300 x 31
	39			4	2,19	2,8	8	300 x 39
	47			5	1,82	3,3	10	300 x 47
	55			6	1,55	3,9	11	300 x 55
350	37	2	8	3	2,99	3,6	10	350 x 37
	47			4	2,34	4,5	12	350 x 47
	57			5	1,92	5,5	14	350 x 57
	67			6	1,63	6,4	17	350 x 67
400	37	2	8	3	3,90	4,6	12	400 x 37
	47			4	3,06	5,9	16	400 x 47
	57			5	2,51	7,2	19	400 x 57
	67			6	2,13	8,4	22	400 x 67
450	60	3	10	4	3,18	9,5	28	450 x 60
	73			5	2,60	11,6	33	450 x 73
	86			6	2,20	13,7	39	450 x 86
	99			7	1,91	15,7	45	450 x 99
500	60	3	10	4	3,93	11,8	34	500 x 60
	73			5	3,21	14,3	41	500 x 73
	86			6	2,72	16,9	48	500 x 86
	99			7	2,36	19,4	55	500 x 99
550	60	3	10	4	4,75	14,3	41	550 x 60
	73			5	3,89	17,3	50	550 x 73
	86			6	3,29	20,4	58	550 x 86
	99			7	2,85	23,5	67	550 x 99
600	60	3	10	4	5,65	17,0	49	600 x 60
	73			5	4,63	20,6	59	600 x 73
	86			6	3,91	24,3	70	600 x 86
	99			7	3,39	28,0	80	600 x 99



CARICO MASSIMO VERTICALE											
v (± mm)											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F _z ULS kN											
608	558	510	465								
672	629	588	548	509							
704	666	628	591	556							
1014	923	835									
1230	1155	1080	1005	935							
1300	1270	1205	1140	1075							
1840	1715	1595	1475	1360							
2135	2025	1915	1810	1705							
2175	2135	2095	2010	1915	1735						
2175	2135	2095	2055	2020	1885	1720					
2265	2230	2195	2160	2075							
2265	2230	2195	2160	2125	2060						
2265	2230	2195	2160	2125	2060	1990					
2265	2230	2195	2160	2125	2060	1990	1920				
3005	2965	2925	2840								
3005	2965	2925	2885	2845	2765						
3005	2965	2925	2885	2845	2765	2685					
3005	2965	2925	2885	2845	2765	2685	2610				
4615	4560	4505	4450	4305	4005	3715					
4615	4560	4505	4450	4400	4290	4150	3890				
4615	4560	4505	4450	4400	4290	4185	4075				
4615	4560	4505	4450	4400	4290	4185	4075	3810			
5750	5690	5630	5570	5485	5095	4715					
5750	5690	5630	5570	5510	5390	5270	5090				
5750	5690	5630	5570	5510	5390	5270	5150				
5750	5690	5630	5570	5510	5390	5270	5150	4850			
7010	6945	6875	6810	6615	6120	5635					
7010	6945	6875	6810	6745	6615	6480	6325				
7010	6945	6875	6810	6745	6615	6480	6350				
7010	6945	6875	6810	6745	6615	6480	6350	6015			
8395	8325	8185	7865								
8395	8325	8250	8180	8105	7960	7815	7490				
8395	8325	8250	8180	8105	7960	7815	7670				
8395	8325	8250	8180	8105	7960	7815	7670	7310			

LEGENDA

D	diametro
h_{tot}	altezza totale
t_s	spessore lamierini interni
t₁	spessore singolo strato in elastomero
n	numero strati in elastomero interni
K_o	rigidezza orizzontale
Vol	volume
W	peso
v	spostamento massimo orizzontale
F_z ULS	carico massimo verticale

TABELLE NEOARM CIRCOLARI

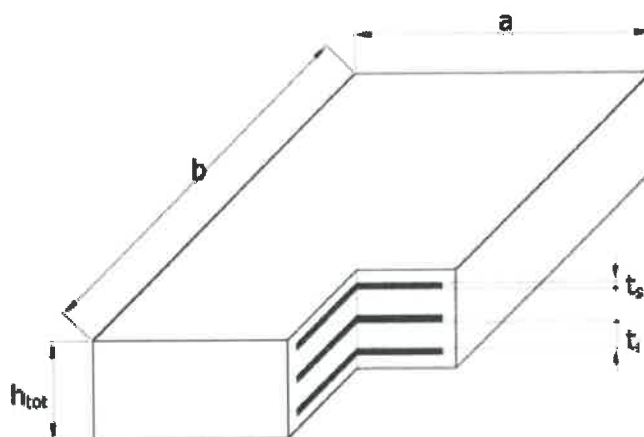
CARATTERISTICHE								
Diametro	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidezza orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
D mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM Ø
650	68	3	12	4	5,63	22,6	61	650 x 68
	83			5	4,59	27,5	74	650 x 83
	98			6	3,88	32,5	87	650 x 98
	113			7	3,36	37,5	99	650 x 113
700	80	3	15	4	5,33	30,8	77	700 x 80
	98			5	4,33	37,7	93	700 x 98
	116			6	3,65	44,6	109	700 x 116
	134			7	3,15	51,6	125	700 x 134
750	80	3	15	4	6,12	35,3	88	750 x 80
	98			5	4,97	43,3	107	750 x 98
	116			6	4,19	51,2	125	750 x 116
	134			7	3,61	59,2	144	750 x 134
800	85	4	15	4	6,96	42,7	120	800 x 85
	104			5	5,65	52,3	145	800 x 104
	123			6	4,76	61,8	170	800 x 123
	142			7	4,11	71,4	195	800 x 142
	161			8	3,62	80,9	221	800 x 161
850	85	4	15	4	7,86	48,2	135	850 x 85
	104			5	6,38	59,0	164	850 x 104
	123			6	5,38	69,8	192	850 x 123
	142			7	4,64	80,6	221	850 x 142
	161			8	4,09	91,4	249	850 x 161
900	97	4	18	4	7,44	61,7	161	900 x 97
	119			5	6,03	75,7	195	900 x 119
	141			6	5,07	89,7	230	900 x 141
	163			7	4,37	103,7	264	900 x 163
	185			8	3,84	117,7	298	900 x 185
1000	97	4	18	4	9,18	76,2	199	1000 x 97
	119			5	7,44	93,5	241	1000 x 119
	141			6	6,26	110,7	284	1000 x 141
	163			7	5,40	128,0	326	1000 x 163
	185			8	4,74	145,3	368	1000 x 185
1100	125	5	18	5	9,00	118,8	337	1100 x 125
	148			6	7,57	140,6	395	1100 x 148
	171			7	6,53	162,5	454	1100 x 171
	194			8	5,74	184,4	513	1100 x 194
	217			9	5,12	206,2	571	1100 x 217
	240			10	4,62	228,1	630	1100 x 240
1200	135	5	20	5	9,69	152,7	415	1200 x 135
	160			6	8,14	181,0	487	1200 x 160
	185			7	7,02	209,2	560	1200 x 185
	210			8	6,17	237,5	633	1200 x 210
	235			9	5,50	265,8	705	1200 x 235
	260			10	4,97	294,1	778	1200 x 260

CARICO MASSIMO VERTICALE

v (± mm)											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F _z ULS kN											
9055	8985	8910	8840	8765	8620	8415	7845				
9055	8985	8910	8840	8765	8620	8475	8330				
9055	8985	8910	8840	8765	8620	8475	8330	7965			
9055	8985	8910	8840	8765	8620	8475	8330	7965			
9930	9860	9785	9710	9640	9495	9345	9200				
9930	9860	9785	9710	9640	9495	9345	9200	8835			
9930	9860	9785	9710	9640	9495	9345	9200	8835			
9930	9860	9785	9710	9640	9495	9345	9200	8835	8470		
11445	11365	11290	11210	11130	10975	10820	10660				
11445	11365	11290	11210	11130	10975	10820	10660	10270			
11445	11365	11290	11210	11130	10975	10820	10660	10270			
11445	11365	11290	11210	11130	10975	10820	10660	10270	9880		
13490	13405	13320	13230	13145	12975	12800	12625				
13490	13405	13320	13230	13145	12975	12800	12625	12195			
13490	13405	13320	13230	13145	12975	12800	12625	12195			
13490	13405	13320	13230	13145	12975	12800	12625	12195	11760		
13490	13405	13320	13230	13145	12975	12800	12625	12195	11760	11330	
15275	15185	15095	15000	14910	14725						
15275	15185	15095	15000	14910	14725	14540	14355	13895			
15275	15185	15095	15000	14910	14725	14540	14355	13895			
15275	15185	15095	15000	14910	14725	14540	14355	13895	13435		
15275	15185	15095	15000	14910	14725	14540	14355	13895	13435	12975	
18475	18370	18265	18160	18055	17845	17635	17285	15440			
18475	18265	18265	18160	18055	17845	17635	17425	16900			
18475	18265	18265	18160	18055	17845	17635	17425	16900	16375		
18475	18265	18265	18160	18055	17845	17635	17425	16900	16375	15850	
18475	18265	18265	18160	18055	17845	17635	17425	16900	16375	15850	
22915	22795	22680	22560	22445	22210	21870	20875				
22915	22795	22680	22560	22445	22210	21980	21745	21160			
22915	22795	22680	22560	22445	22210	21980	21745	21160	20575		
22915	22795	22680	22560	22445	22210	21980	21745	21160	20575	19990	
22915	22795	22680	22560	22445	22210	21980	21745	21160	20575	19990	
26940	26815	26690	26565	26440	26190	25940	25690	25070			
26940	26815	26690	26565	26440	26190	25940	25690	25070	24445		
26940	26815	26690	26565	26440	26190	25940	25690	25070	24445	23820	
26940	26815	26690	26565	26440	26190	25940	25690	25070	24445	23820	
26940	26815	26690	26565	26440	26190	25940	25690	25070	24445	23820	23195
26940	26815	26690	26565	26440	26190	25940	25690	25070	24445	23820	23195
28945	28820	28700	28575	28455	28210	27960					
28945	28820	28700	28575	28455	28210	27960	27715	27105	26490	25875	
28945	28820	28700	28575	28455	28210	27960	27715	27105	26490	25875	
28945	28820	28700	28575	28455	28210	27960	27715	27105	26490	25875	25265
28945	28820	28700	28575	28455	28210	27960	27715	27105	26490	25875	25265
28945	28820	28700	28575	28455	28210	27960	27715	27105	26490	25875	25265

TABELLE NEOARM RETTANGOLARI

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidità orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
a x b mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM
100 x 100	23	2	6	2	0,53	0,2	1	100 x 100 x 23
	31			3	0,39	0,3	1	100 x 100 x 31
100 x 150	23	2	6	2	0,79	0,3	1	100 x 150 x 23
	31			3	0,59	0,5	1	100 x 150 x 31
100 x 200	23	2	6	2	1,06	0,5	1	100 x 200 x 23
	31			3	0,78	0,6	2	100 x 200 x 31
150 x 200	23	2	6	2	1,59	0,7	2	150 x 200 x 23
	31			3	1,17	0,9	2	150 x 200 x 31
150 x 250	23	2	6	2	1,99	0,9	2	150 x 250 x 23
	31			3	1,47	1,2	3	150 x 250 x 31
150 x 300	23	2	6	2	2,38	1,0	3	150 x 300 x 23
	31			3	1,76	1,4	4	150 x 300 x 31
200 x 250	31	2	6	3	1,96	1,6	4	200 x 250 x 31
	39			4	1,55	2,0	5	200 x 250 x 39
	47			5	1,29	2,4	6	200 x 250 x 47
200 x 300	31	2	6	3	2,35	1,9	5	200 x 300 x 31
	39			4	1,86	2,3	6	200 x 300 x 39
	47			5	1,54	2,8	8	200 x 300 x 47
200 x 350	31	2	6	3	2,74	2,2	6	200 x 350 x 31
	39			4	2,17	2,7	7	200 x 350 x 39
	47			5	1,80	3,3	9	200 x 350 x 47
200 x 400	31	2	6	3	3,13	2,5	7	200 x 400 x 31
	39			4	2,48	3,1	8	200 x 400 x 39
	47			5	2,06	3,8	10	200 x 400 x 47
250 x 300	31	2	6	3	2,93	2,3	6	250 x 300 x 31
	39			4	2,33	2,9	8	250 x 300 x 39
	47			5	1,93	3,5	10	250 x 300 x 47
	55			6	1,65	4,1	11	250 x 300 x 55
250 x 400	31	2	6	3	3,91	3,1	8	250 x 400 x 31
	39			4	3,10	3,9	11	250 x 400 x 39
	47			5	2,57	4,7	13	250 x 400 x 47
	55			6	2,20	5,5	15	250 x 400 x 55



CARICO MASSIMO VERTICALE

$v_x (\pm mm)$

0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F_z ULS											
kN											
60	56										
44	41	38									
121	113	106									
89	83	78									
187	175	160									
138	130	120									
510	465	425	385								
499	475	460	430	395							
720	660	600	540								
701	670	645	610	560							
940	855	780	705								
913	875	840	795	730							
1145	1070	995	925	860							
1225	1155	1090	1025	960							
1075	1045	1015	985	955	895						
1515	1415	1320	1225	1135							
1620	1530	1440	1355	1270							
1419	1380	1340	1300	1260	1180						
1900	1775	1650	1535	1420							
2030	1915	1805	1695	1590							
1779	1725	1680	1630	1580	1480						
2295	2145	1995	1855	1715							
2415	2315	2180	2050	1925							
2148	2085	2025	1965	1905	1790						
1850	1720	1600	1480	1365							
2095	1985	1870	1765	1660							
2245	2140	2035	1935	1840	1650						
2275	2225	2150	2055	1960	1780	1610					
2845	2650	2465	2280	2100							
3085	3020	2885	2715	2555							
3085	3020	2950	2885	2820	2540						
3085	3020	2950	2885	2820	2685	2480					

LEGENDA

- a** larghezza (dimensione minore)
- b** lunghezza (dimensione maggiore)
- h_{tot}** altezza totale
- t_s** spessore lamierini interni
- t_i** spessore singolo strato in elastomero
- n** numero strati in elastomero interni
- K_o** rigidezza orizzontale
- Vol** volume
- W** peso
- v** spostamento massimo orizzontale in direzione della dimensione **a**
- F_z ULS** carico massimo verticale

TABELLE NEOARM RETTANGOLARI

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidezza orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
a x b mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM
250 x 500	31	2	6	3	4,89	3,9	11	250 x 500 x 31
	39			4	3,88	4,9	13	250 x 500 x 39
	47			5	3,21	5,9	16	250 x 500 x 47
	55			6	2,74	6,9	19	250 x 500 x 55
300 x 400	41	3	8	3	3,72	4,9	15	300 x 400 x 41
	52			4	2,92	6,2	18	300 x 400 x 52
	63			5	2,40	7,6	22	300 x 400 x 63
	74			6	2,04	8,9	26	300 x 400 x 74
300 x 500	41	3	8	3	4,66	6,2	18	300 x 500 x 41
	52			4	3,65	7,8	23	300 x 500 x 52
	63			5	3,00	9,5	28	300 x 500 x 63
	74			6	2,55	11,1	33	300 x 500 x 74
300 x 600	41	3	8	3	5,59	7,4	22	300 x 600 x 41
	52			4	4,38	9,4	28	300 x 600 x 52
	63			5	3,60	11,3	33	300 x 600 x 63
	74			6	3,06	13,3	39	300 x 600 x 74
350 x 450	41	3	8	3	4,89	6,5	19	350 x 450 x 41
	52			4	3,83	8,2	24	350 x 450 x 52
	63			5	3,15	9,9	29	350 x 450 x 63
	74			6	2,67	11,7	34	350 x 450 x 74
350 x 500	41	3	8	3	5,43	7,2	22	350 x 500 x 41
	52			4	4,26	9,1	27	350 x 500 x 52
	63			5	3,50	11,0	33	350 x 500 x 63
	74			6	2,97	13,0	38	350 x 500 x 74
350 x 600	41	3	8	3	6,52	8,6	26	350 x 600 x 41
	52			4	5,11	10,9	33	350 x 600 x 52
	63			5	4,20	13,2	39	350 x 600 x 63
	74			6	3,57	15,5	46	350 x 600 x 74
400 x 500	52	3	8	4	4,86	10,4	31	400 x 500 x 52
	63			5	4,00	12,6	37	400 x 500 x 63
	74			6	3,40	14,8	44	400 x 500 x 74
	85			7	2,95	17,0	50	400 x 500 x 85
400 x 600	52	3	8	4	5,84	12,5	37	400 x 600 x 52
	63			5	4,80	15,1	45	400 x 600 x 63
	74			6	4,08	17,8	53	400 x 600 x 74
	85			7	3,54	20,4	60	400 x 600 x 85
400 x 700	52	3	8	4	6,81	14,6	44	400 x 700 x 52
	63			5	5,60	17,6	53	400 x 700 x 63
	74			6	4,75	20,7	62	400 x 700 x 74
	85			7	4,13	23,8	71	400 x 700 x 85
	96			8	3,65	26,9	80	400 x 700 x 96

CARICO MASSIMO VERTICALE

$v_x (\pm mm)$

0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F_z ULS kN											
3900	3635	3375	3125	2885							
3900	3815	3730	3645	3505							
3900	3815	3730	3645	3560	3390						
3900	3815	3730	3645	3560	3390	3220					
3185	3020	2860	2700	2545							
3515	3365	3220	3080	2940	2675						
3710	3575	3440	3310	3180	2930	2690					
3395	3335	3275	3215	3155	3030	2880	2660				
4415	4185	3965	3745	3530							
4870	4665	4465	4270	4075	3705						
5145	4955	4770	4590	4410	4065	3730					
4705	4620	4535	4455	4370	4200	3990	3685				
5700	5405	5115	4830	4555							
6285	6020	5760	5510	5260	4780						
6450	6335	6155	5920	5690	5245	4815					
6075	5965	5855	5745	5640	5420	5145	4755				
4135	3905	3675	3455	3240							
4840	4635	4430	4235	4040	3665						
5260	5075	4890	4705	4530	4180	3845					
5545	5365	5195	5025	4855	4530	4210	3910				
4835	4565	4300	4040	3790							
5660	5420	5180	4950	4725	4285						
6150	5930	5715	5505	5295	4890	4500					
6290	6195	6075	5875	5675	5295	4925	4570				
6285	5930	5590	5255	4925							
7355	7040	6735	6435	6140	5575						
7600	7485	7370	7150	6880	6355	5845					
7600	7485	7370	7255	7140	6880	6400	5940				
6060	5790	5520	5255	5000	4500						
6880	6630	6385	6145	5905	5445	5000					
7245	7150	6965	6735	6515	6080	5665	5260				
7245	7150	7055	6960	6865	6540	6140	5755				
7930	7570	7220	6875	6540	5885						
8755	8640	8350	8035	7725	7125	6540					
8755	8640	8525	8410	8295	7955	7410	6880				
8755	8640	8525	8410	8295	8065	7830	7525				
9870	9425	8990	8560	8140	7325						
10265	10130	9995	9860	9620	8870	8145					
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8565				
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8915				
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8915				

TABELLE NEOARM RETTANGOLARI

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidità orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
a x b <i>mm</i>	h_{tot} <i>mm</i>	t_s <i>mm</i>	t_i <i>mm</i>	n <i>n</i>	K_o <i>KN/mm</i>	Vol <i>dm³</i>	W <i>kg</i>	NEOARM
400 x 800	52	3	8	4	7,78	16,6	50	400 x 800 x 52
	63			5	6,40	20,2	60	400 x 800 x 63
	74			6	5,43	23,7	71	400 x 800 x 74
	85			7	4,72	27,2	81	400 x 800 x 85
	96			8	4,17	30,7	91	400 x 800 x 96
450 x 600	60	3	10	4	5,40	16,2	45	450 x 600 x 60
	73			5	4,42	19,7	54	450 x 600 x 73
	86			6	3,74	23,2	64	450 x 600 x 86
	99			7	3,24	26,7	73	450 x 600 x 99
	112			8	2,86	30,2	82	450 x 600 x 112
500 x 500	60	3	10	4	5,00	15,0	42	500 x 500 x 60
	73			5	4,09	18,3	50	500 x 500 x 73
	86			6	3,46	21,5	59	500 x 500 x 86
	99			7	3,00	24,8	67	500 x 500 x 99
	112			8	2,65	28,0	76	500 x 500 x 112
500 x 600	60	3	10	4	6,00	18,0	50	500 x 600 x 60
	73			5	4,91	21,9	60	500 x 600 x 73
	86			6	4,15	25,8	71	500 x 600 x 86
	99			7	3,60	29,7	81	500 x 600 x 99
	112			8	3,18	33,6	92	500 x 600 x 112
500 x 700	60	3	10	4	7,00	21,0	59	500 x 700 x 60
	73			5	5,73	25,6	71	500 x 700 x 73
	86			6	4,85	30,1	83	500 x 700 x 86
	99			7	4,20	34,7	95	500 x 700 x 99
	112			8	3,71	39,2	107	500 x 700 x 112
600 x 600	68	3	12	4	6,11	24,5	64	600 x 600 x 68
	83			5	4,98	29,9	77	600 x 600 x 83
	98			6	4,21	35,3	91	600 x 600 x 98
	113			7	3,64	40,7	104	600 x 600 x 113
	128			8	3,21	46,1	118	600 x 600 x 128
600 x 700	68	3	12	4	7,13	28,6	75	600 x 700 x 68
	83			5	5,82	34,9	90	600 x 700 x 83
	98			6	4,91	41,2	106	600 x 700 x 98
	113			7	4,25	47,5	122	600 x 700 x 113
	128			8	3,74	53,8	137	600 x 700 x 128
600 x 800	68	3	12	4	8,15	32,6	86	600 x 800 x 68
	83			5	6,65	39,8	104	600 x 800 x 83
	98			6	5,61	47,0	122	600 x 800 x 98
	113			7	4,85	54,2	139	600 x 800 x 113
	128			8	4,28	61,4	157	600 x 800 x 128
700 x 700	85	4	15	4	6,78	41,7	113	700 x 700 x 85
	104			5	5,51	51,0	137	700 x 700 x 104
	123			6	4,64	60,3	161	700 x 700 x 123
	142			7	4,01	69,6	185	700 x 700 x 142
	161			8	3,53	78,9	208	700 x 700 x 161

CARICO MASSIMO VERTICALE

$v_x (\pm mm)$

0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F_z ULS kN											
11775	11335	10810	10295	9790	8810						
11775	11620	11465	11310	11155	10665	9795					
11775	11620	11465	11310	11155	10845	10535	10225				
11775	11620	11465	11310	11155	10845	10535	10225				
11775	11620	11465	11310	11155	10845	10535	10225				
7925	7830	7740	7650	7475	6910	6365					
7925	7830	7740	7650	7555	7370	7185	6925				
7925	7830	7740	7650	7555	7370	7185	7005				
7925	7830	7740	7650	7555	7370	7185	7005	6540			
7925	7830	7740	7650	7555	7370	7185	7005	6540			
6830	6580	6330	6085	5840	5370	4910					
7320	7245	7170	7090	6885	6450	6035	5625				
7320	7245	7170	7090	7015	6865	6710	6405				
7320	7245	7170	7090	7015	6865	6710	6560	6090			
7320	7245	7170	7090	7015	6865	6710	6560	6175			
8845	8700	8370	8045	7725	7100	6495					
8845	8755	8660	8570	8475	8295	7980	7440				
8845	8755	8660	8570	8475	8295	8110	7925				
8845	8755	8660	8570	8475	8295	8110	7925	7465			
8845	8755	8660	8570	8475	8295	8110	7925	7465			
10370	10265	10155	10045	9705	8920	8160					
10370	10265	10155	10045	9940	9725	9505	9290				
10370	10265	10155	10045	9940	9725	9505	9290				
10370	10265	10155	10045	9940	9725	9505	9290	8750			
10370	10265	10155	10045	9940	9725	9505	9290	8750			
8910	8830	8755	8675	8600	8125	7550	6990				
8910	8830	8755	8675	8600	8445	8295	8140				
8910	8830	8755	8675	8600	8445	8295	8140	7755			
8910	8830	8755	8675	8600	8445	8295	8140	7755			
8910	8830	8755	8675	8600	8445	8295	8140	7755	7370		
10445	10355	10265	10175	10085	9905	9550	8845				
10445	10355	10265	10175	10085	9905	9725	9545				
10445	10355	10265	10175	10085	9905	9725	9545	9095			
10445	10355	10265	10175	10085	9905	9725	9545	9095			
10445	10355	10265	10175	10085	9905	9725	9545	9095	8645		
11980	11875	11775	11670	11565	11360	11155	10780				
11980	11875	11775	11670	11565	11360	11155	10945				
11980	11875	11775	11670	11565	11360	11155	10945	10430			
11980	11875	11775	11670	11565	11360	11155	10945	10430			
11980	11875	11775	11670	11565	11360	11155	10945	10430	9915		
13055	12960	12865	12770	12580	11930	11290	10665				
13055	12960	12865	12770	12670	12480	12290	12095	11210			
13055	12960	12865	12770	12670	12480	12290	12095	11615			
13055	12960	12865	12770	12670	12480	12290	12095	11615	11135		
13055	12960	12865	12770	12670	12480	12290	12095	11615	11135	10655	

TABELLE NEOARM RETTANGOLARI

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidità orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
a x b mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM
700 x 800	85	4	15	4	7,75	47,6	130	700 x 800 x 85
	104			5	6,30	58,2	157	700 x 800 x 104
	123			6	5,31	68,9	184	700 x 800 x 123
	142			7	4,58	79,5	211	700 x 800 x 142
	161			8	4,03	90,2	239	700 x 800 x 161
700 x 900	85	4	15	4	8,72	53,6	146	700 x 900 x 85
	104			5	7,09	65,5	177	700 x 900 x 104
	123			6	5,97	77,5	207	700 x 900 x 123
	142			7	5,15	89,5	238	700 x 900 x 142
	161			8	4,54	101,4	269	700 x 900 x 161
800 x 800	85	4	15	4	8,86	54,4	148	800 x 800 x 85
	104			5	7,20	66,6	180	800 x 800 x 104
	123			6	6,06	78,7	211	800 x 800 x 123
	142			7	5,24	90,9	242	800 x 800 x 142
	161			8	4,61	103,0	273	800 x 800 x 161
800 x 900	85	4	15	4	9,97	61,2	167	800 x 900 x 85
	104			5	8,10	74,9	202	800 x 900 x 104
	123			6	6,82	88,6	238	800 x 900 x 123
	142			7	5,89	102,2	273	800 x 900 x 142
	161			8	5,18	115,9	308	800 x 900 x 161
800 x 1000	85	4	15	4	11,08	68,0	186	800 x 1000 x 85
	104			5	9,00	83,2	225	800 x 1000 x 104
	123			6	7,58	98,4	264	800 x 1000 x 123
	142			7	6,55	113,6	303	800 x 1000 x 142
	161			8	5,76	128,8	343	800 x 1000 x 161
900 x 900	97	4	18	4	9,47	78,6	200	900 x 900 x 97
	119			5	7,67	96,4	243	900 x 900 x 119
	141			6	6,45	114,2	286	900 x 900 x 141
	163			7	5,56	132,0	329	900 x 900 x 163
	185			8	4,89	149,9	371	900 x 900 x 185
900 x 1000	97	4	18	4	10,52	87,3	223	900 x 1000 x 97
	119			5	8,53	107,1	270	900 x 1000 x 119
	141			6	7,17	126,9	318	900 x 1000 x 141
	163			7	6,18	146,7	366	900 x 1000 x 163
	185			8	5,44	166,5	413	900 x 1000 x 185
900 x 1100	125	5	18	5	9,38	123,8	343	900 x 1100 x 125
	148			6	7,88	146,5	403	900 x 1100 x 148
	171			7	6,80	169,3	463	900 x 1100 x 171
	194			8	5,98	192,1	522	900 x 1100 x 194
	217			9	5,34	214,8	582	900 x 1100 x 217
	240			10	4,82	237,6	642	900 x 1100 x 240

CARICO MASSIMO VERTICALE

$v_x (\pm mm)$											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F_z ULS kN											
14975	14865	14755	14645	14535	14315	13835	13070				
14975	14865	14755	14645	14535	14315	14095	13875	13325			
14975	14865	14755	14645	14535	14315	14095	13875	13325			
14975	14865	14755	14645	14535	14315	14095	13875	13325	12775		
14975	14865	14755	14645	14535	14315	14095	13875	13325	12775	12225	
16895	16770	16650	16525	16400	16150	15900	15570				
16895	16770	16650	16525	16400	16150	15900	15655	15035			
16895	16770	16650	16525	16400	16150	15900	15655	15035			
16895	16770	16650	16525	16400	16150	15900	15655	15035	14410		
16895	16770	16650	16400	16400	16150	15900	15655	15035	14410	13790	
17175	16705	16235	15770	15315	14410						
17180	17070	16960	16850	16740	16520	16300	16080	14405			
17180	17070	16960	16850	16740	16520	16300	16080	15525			
17180	17070	16960	16850	16740	16520	16300	16080	15525	14975		
17180	17070	16960	16850	16740	16520	16300	16080	15525	14975	14425	
19380	19255	19135	18865	18320							
19380	19255	19135	19010	18885	18635	18390	18140	17230			
19380	19255	19135	19010	18885	18635	18390	18140	17520			
19380	19255	19135	19010	18885	18635	18390	18140	17520	16895		
19380	19255	19135	19010	18885	18635	18390	18140	17520	16895	16275	
21585	21445	21310	21170	21030							
21585	21445	21310	21170	21030	20755	20475	20200	19510			
21585	21445	21310	21170	21030	20755	20475	20200	19510			
21585	21445	21310	21170	21030	20755	20475	20200	19510	18815		
21585	21445	21310	21170	21030	20755	20475	20200	19510	18815	18125	
22785	22285	21795	21310	20825	19870	18930	18010	15780			
23525	23390	23255	23125	22990	22720	22455	21870	19845			
23525	23390	23255	23125	22990	22720	22455	22185	21520	20750		
23525	23390	23255	23125	22990	22720	22455	22185	21520	20850	20180	
23525	23390	23255	23125	22990	22720	22455	22185	21520	20850	20180	
26195	26050	25575	25005	24440	23315	22215	21135				
26195	26050	25900	25750	25600	25305	25005	24710	23290			
26195	26050	25900	25750	25600	25305	25005	24710	23965	23220		
26195	26050	25900	25750	25600	25305	25005	24710	23965	23220	22475	
26195	26050	25900	25750	25600	25305	25005	24710	23965	23220	22475	
27950	27790	27630	27470	27315	26995	26680	26360	25565			
27950	27790	27630	27470	27315	26995	26680	26360	25565	24770		
27950	27790	27630	27470	27315	26995	26680	26360	25565	24770	23980	
27950	27790	27630	27470	27315	26995	26680	26360	25565	24770	23980	
27950	27790	27630	27470	27315	26995	26680	26360	25565	24770	23980	23185
27950	27790	27630	27470	27315	26995	26680	26360	25565	24770	23980	23185

TABELLE NEOARM RETTANGOLARI

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidezza orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
a x b <i>mm</i>	h_{tot} <i>mm</i>	t_s <i>mm</i>	t_i <i>mm</i>	n <i>n</i>	K_o <i>kN/mm</i>	Vol <i>dm³</i>	W <i>kg</i>	NEOARM
1000 x 1000	125	5	18	5	9,47	125,0	346	1000 x 1000 x 125
	148			6	7,96	148,0	407	1000 x 1000 x 148
	171			7	6,87	171,0	467	1000 x 1000 x 171
	194			8	6,04	194,0	528	1000 x 1000 x 194
	217			9	5,39	217,0	588	1000 x 1000 x 217
	240			10	4,86	240,0	649	1000 x 1000 x 240
1000 x 1100	125	5	18	5	10,42	137,5	381	1000 x 1100 x 125
	148			6	8,76	162,8	448	1000 x 1100 x 148
	171			7	7,56	188,1	515	1000 x 1100 x 171
	194			8	6,64	213,4	581	1000 x 1100 x 194
	217			9	5,93	238,7	648	1000 x 1100 x 217
	240			10	5,35	264,0	714	1000 x 1100 x 240
1000 x 1200	125	5	18	5	11,37	150,0	416	1000 x 1200 x 125
	148			6	9,56	177,6	489	1000 x 1200 x 148
	171			7	8,24	205,2	562	1000 x 1200 x 171
	194			8	7,25	232,8	634	1000 x 1200 x 194
	217			9	6,47	260,4	707	1000 x 1200 x 217
	240			10	5,84	288,0	780	1000 x 1200 x 240
1100 x 1100	125	5	18	5	11,46	151,3	420	1100 x 1100 x 125
	148			6	9,64	179,1	493	1100 x 1100 x 148
	171			7	8,31	206,9	567	1100 x 1100 x 171
	194			8	7,31	234,7	640	1100 x 1100 x 194
	217			9	6,52	262,6	713	1100 x 1100 x 217
	240			10	5,89	290,4	786	1100 x 1100 x 240
1100 x 1200	125	5	18	5	12,51	165,0	459	1100 x 1200 x 125
	148			6	10,51	195,4	539	1100 x 1200 x 148
	171			7	9,07	225,7	619	1100 x 1200 x 171
	194			8	7,97	256,1	699	1100 x 1200 x 194
	217			9	7,11	286,4	779	1100 x 1200 x 217
	240			10	6,42	316,8	859	1100 x 1200 x 240
1200 x 1200	141	6	20	5	12,34	203,0	585	1200 x 1200 x 141
	167			6	10,37	240,5	687	1200 x 1200 x 167
	193			7	8,94	277,9	789	1200 x 1200 x 193
	219			8	7,85	315,4	890	1200 x 1200 x 219
	245			9	7,01	352,8	992	1200 x 1200 x 245
	271			10	6,32	390,2	1094	1200 x 1200 x 271
1200 x 1500	167	6	20	6	12,96	300,6	860	1200 x 1500 x 167
	193			7	11,17	347,4	988	1200 x 1500 x 193
	219			8	9,82	394,2	1115	1200 x 1500 x 219
	245			9	8,76	441	1243	1200 x 1500 x 245
	271			10	7,90	487,8	1370	1200 x 1500 x 271
	297			11	7,20	534,6	1498	1200 x 1500 x 297
	323			12	6,61	581,4	1626	1200 x 1500 x 323

CARICO MASSIMO VERTICALE

CARICO MASSIMO VERTICALE											
V _x (± mm)											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F _z ULS kN											
28245	28100	27955	27810	27665	27380	27090	26120	23510			
28245	28100	27955	27810	27665	27380	27090	26800	26080	25360		
28245	28100	27955	27810	27665	27380	27090	26800	26080	25360	24640	
28245	28100	27955	27810	27665	27380	27090	26800	26080	25360	24640	
28245	28100	27955	27810	27665	27380	27090	26800	26080	25360	24640	23920
28245	28100	27955	27810	27665	27380	27090	26800	26080	25360	24640	23920
31125	30965	30805	30650	30490	30170	29855	29535	27170			
31125	30965	30805	30650	30490	30170	29855	29535	28745	27950		
31125	30965	30805	30650	30490	30170	29855	29535	28745	27950	27155	
31125	30965	30805	30650	30490	30170	29855	29535	28745	27950	27155	
31125	30965	30805	30650	30490	30170	29855	29535	28745	27950	27155	26360
31125	30965	30805	30650	30490	30170	29855	29535	28745	27950	27155	26360
34005	33835	33660	33485	33315	32965	32620	32270	30930			
34005	33835	33660	33485	33315	32965	32620	32270	31405	30535		
34005	33835	33660	33485	33315	32965	32620	32270	31405	30535	29670	
34005	33835	33660	33485	33315	32965	32620	32270	31405	30535	29670	
34005	33835	33660	33485	33315	32965	32620	32270	31405	30535	29670	28800
34005	33835	33660	33485	33315	32965	32620	32270	31405	30535	29670	28800
34300	34140	33985	33825	33665	33350	33030	32715	31920	29670		
34300	34140	33985	33825	33665	33350	33030	32715	31920	31125	30330	
34300	34140	33985	33825	33665	33350	33030	32715	31920	31125	30330	
34300	34140	33985	33825	33665	33350	33030	32715	31920	31125	30330	29535
34300	34140	33985	33825	33665	33350	33030	32715	31920	31125	30330	29535
37475	37305	37130	36955	36785	35910						
37475	37305	37130	36955	36785	36435	36090	35740	34875	33850		
37475	37305	37130	36955	36785	36435	36090	35740	34875	34005	33140	
37475	37305	37130	36955	36785	36435	36090	35740	34875	34005	33140	
37475	37305	37130	36955	36785	36435	36090	35740	34875	34005	33140	32270
37475	37305	37130	36955	36785	36435	36090	35740	34875	34005	33140	32270
43360	42595	41830	41070	40320	38825	37355	35905				
44215	44030	43840	43655	43465	43090	42715	42345	40375	37205	34140	
44215	44030	43840	43655	43465	43090	42715	42345	41405	40470	39530	
44215	44030	43840	43655	43465	43090	42715	42345	41405	40470	39530	38595
44215	44030	43840	43655	43465	43090	42715	42345	41405	40470	39530	38595
44215	44030	43840	43655	43465	43090	42715	42345	41405	40470	39530	38595
55460	55225	54990	54755	54520	54050	53580	53110	51935	50760	47655	
55460	55225	54990	54755	54520	54050	53580	53110	51935	50760	49585	
55460	55225	54990	54755	54520	54050	53580	53110	51935	50760	49585	48410
55460	55225	54990	54755	54520	54050	53580	53110	51935	50760	49585	48410
55460	55225	54990	54755	54520	54050	53580	53110	51935	50760	49585	48410
55460	55225	54990	54755	54520	54050	53580	53110	51935	50760	49585	48410
55460	55225	54990	54755	54520	54050	53580	53110	51935	50760	49585	48410



**APPARECCHI
D'APPOGGIO**

**DISPOSITIVI
ANTISISMICI**

**GIUNTI DI
DILATAZIONE**

**PRODOTTI
PER GALLERIE**

**BARRIERE
ANTIRUMORE**

**SISTEMI
ANTIVIBRANTI**



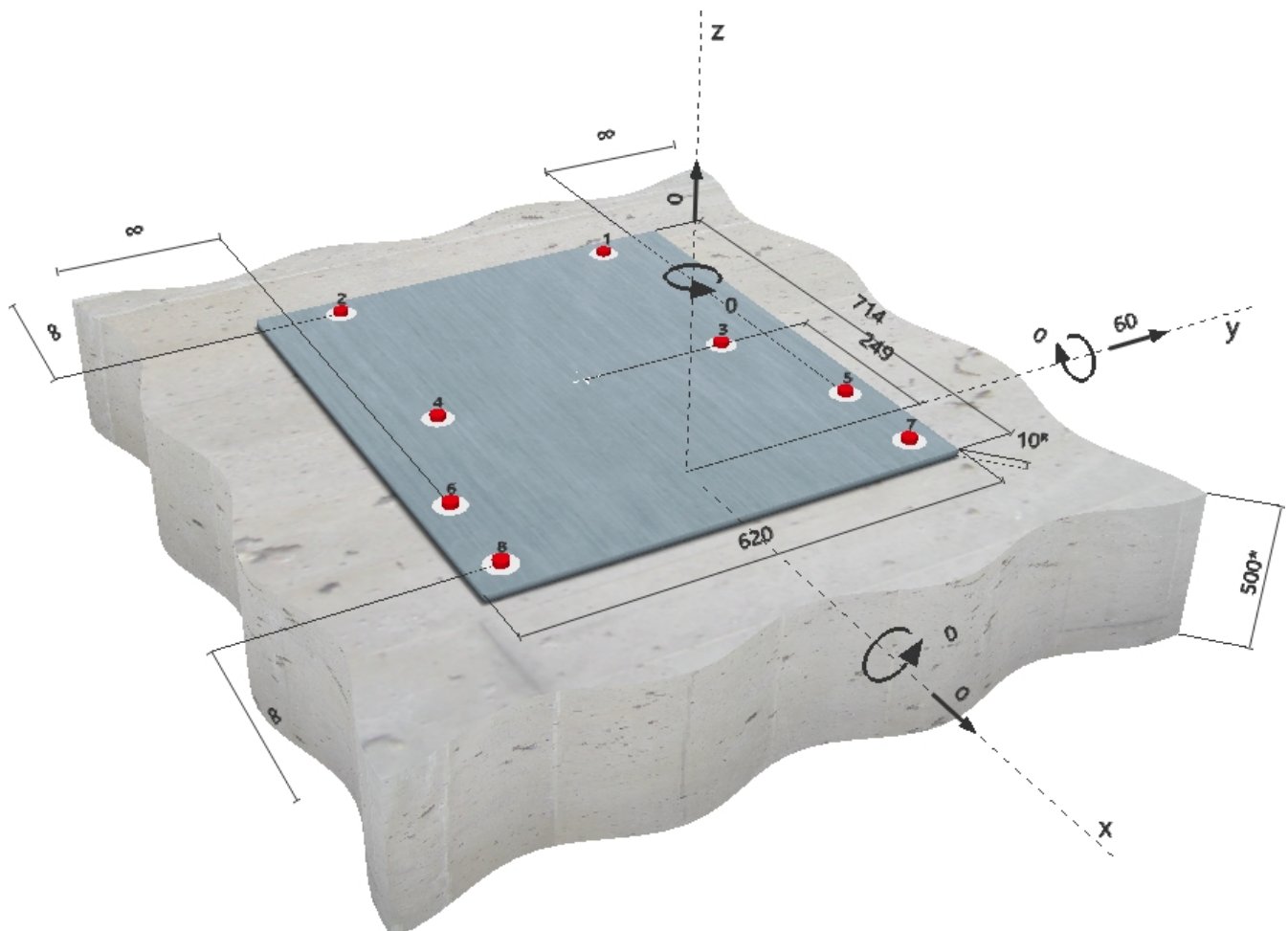
FIP INDUSTRIALE SpA
via Scapacchiò 41, Casella Postale 97
35030 Selvazzano (PD) • ITALY
T +39 049 8225511 • F +39 049 638567
fip@fip-group.it

fipindustriale.it

Commenti del progettista:
1 Dati da inserire


Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M20
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opt} = 90 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = 400 \text{ mm}$)
Materiale:	5.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso Valido:	14/05/2019 -
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 714 \text{ mm} \times 620 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cube} = 30.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]


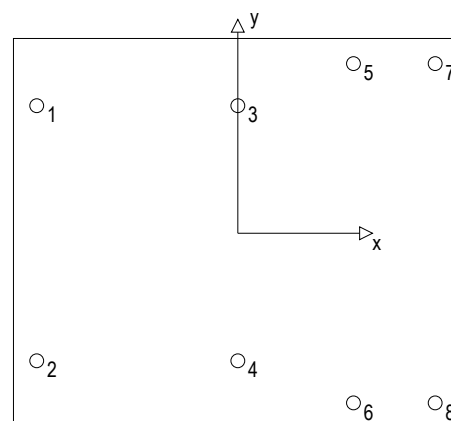
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	3.765	-2.736	2.587
2	0.000	3.765	2.736	2.587
3	0.000	7.423	-2.736	6.900
4	0.000	7.423	2.736	6.900
5	0.000	10.062	-3.639	9.380
6	0.000	10.062	3.639	9.380
7	0.000	11.712	-3.639	11.133
8	0.000	11.712	3.639	11.133


 Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	11.712	49.040	24	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	60.000	127.780	47	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
61.300	1.250	49.040	11.712

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
472'684	72'900	135	270	2.000	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
205	0.439	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
33.671	1.500	127.780	60.000		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	8.676 [kN]	δ_V	=	0.347 [mm]
			δ_{NV}	=	0.347 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	0.000 [kN]	δ_N	=	0.000 [mm]
V_{Sk}	=	8.676 [kN]	δ_V	=	0.521 [mm]
			δ_{NV}	=	0.521 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!

L'ancoraggio risulta verificato!

7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -

Profilo: nessun profilo

Diametro del foro nella piastra: $d_f = 22$ mm

Spessore della piastra (input): 10 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M20

Coppia di serraggio: 0.150 kNm

Diametro del foro nel materiale base: 22 mm

Profondità del foro nel materiale base: 90 mm

Spessore minimo del materiale base: 134 mm

7.1 Accessori richiesti

Perforazione

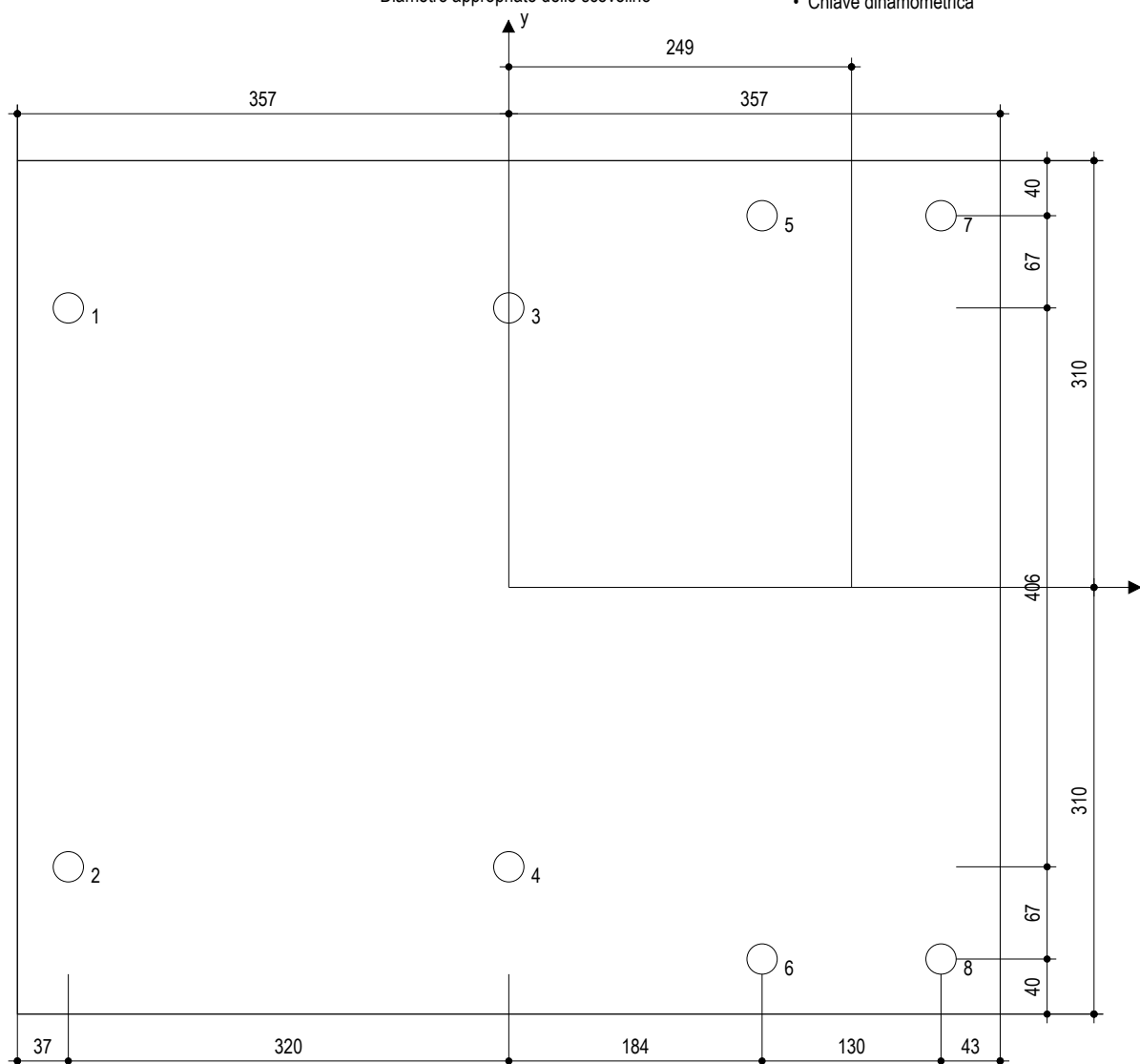
- Idoneo per rotopercussione
- Dimensione appropriata della punta del trapano

Pulizia

- Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro.
- Diametro appropriato dello scovolino

Posa

- Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore
- Seismic/Filling set
- Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}	Ancorante	x	y	C _{-x}	C _{+x}	C _{-y}	C _{+y}
1	-320	203	-	-	-	-	5	184	270	-	-	-	-
2	-320	-203	-	-	-	-	6	184	-270	-	-	-	-
3	0	203	-	-	-	-	7	314	270	-	-	-	-
4	0	-203	-	-	-	-	8	314	-270	-	-	-	-

www.hilti.it


Impresa: Studio Calvi Srl
Progettista: AD
Indirizzo: Via Boezio 10
Telefono | Fax: 0382538817 |
E-mail:

Pagina: 5
Progetto: Via Ghisoni
Contratto N°: Argano
Data: 15/10/2020

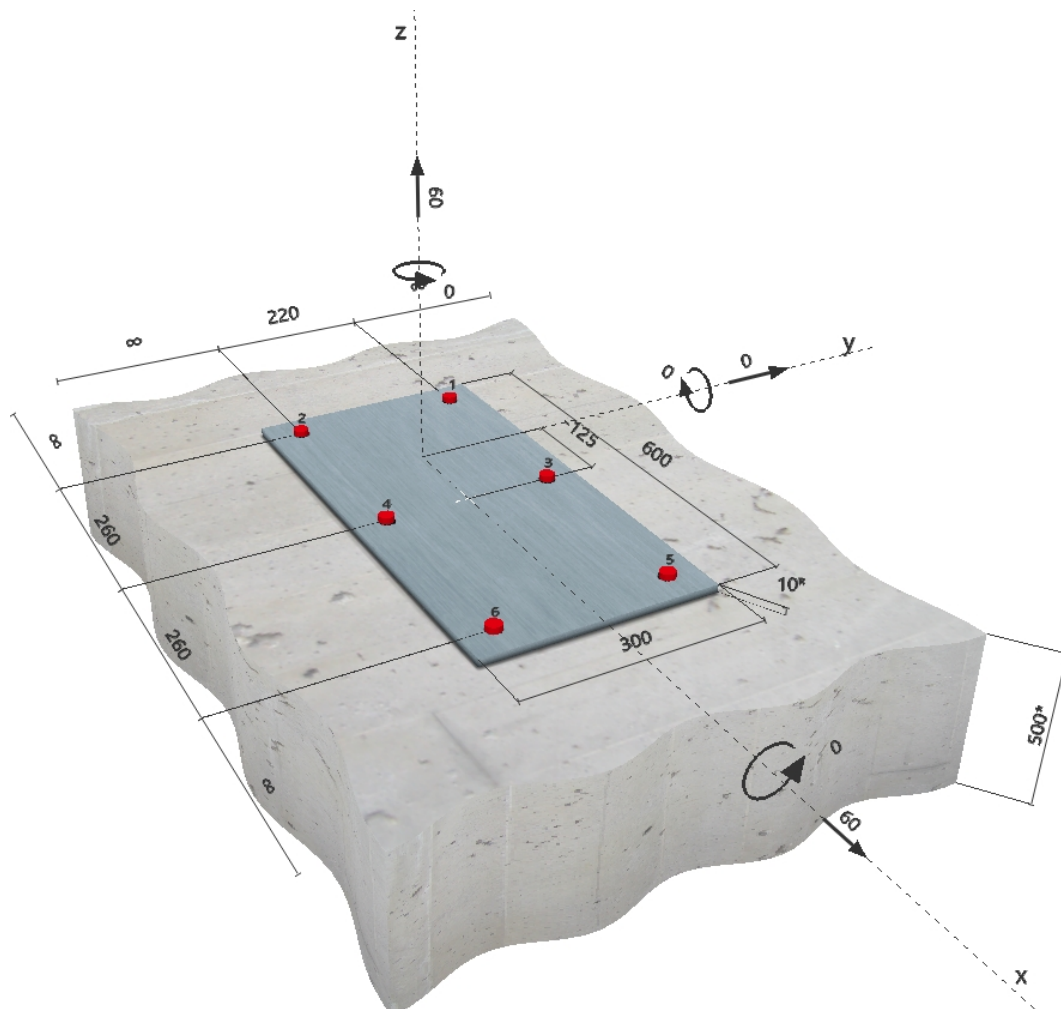
8 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

Commenti del progettista:
1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M20	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef, opti} = 95 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 400 \text{ mm}$)	
Materiale:	5.8	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso Valido:	14/05/2019 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, Chimico	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 600 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c, cyl} = 25.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]


www.hilti.it

Impresa: Studio Calvi Srl
Progettista: AD
Indirizzo: Via Boezio 10
Telefono | Fax: 0382538817 |
E-mail:

Pagina: 2
Progetto: Via Ghisoni
Contratto N°: Fondazione
Data: 15/10/2020

1.1 Carichi permanenti

N_{susc} [kN]	$M_{x,susc}$ [kNm]	$M_{y,susc}$ [kNm]
0.000	0.000	0.000

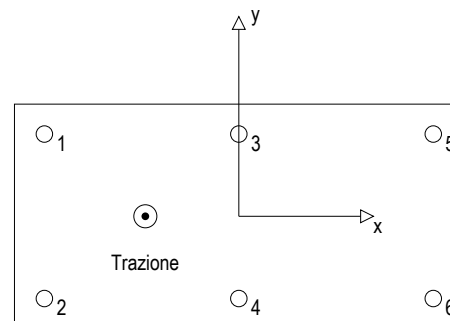
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante (ULS)

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	17.212	10.000	10.000	0.000
2	17.212	10.000	10.000	0.000
3	10.000	10.000	10.000	0.000
4	10.000	10.000	10.000	0.000
5	2.788	10.000	10.000	0.000
6	2.788	10.000	10.000	0.000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-125/0): 60.000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	17.212	81.667	22	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	60.000	103.066	59	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	60.000	63.364	95	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
122.500	1.500	81.667	17.212

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
406'525	81'225	16.00	285	143	∞	25.00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1.023	9.71	7.700	5.97	1.000	1.000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
125	0.533	0	1.000	1.000	1.000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0.880	0.000	1.000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
57.985	154.599	1.500	103.066	60.000		

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
406'525	81'225	143	285	25.00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
125	0.533	0	1.000	1.000	1.000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0	1.000	7.700	35.649	1.500	63.364	60.000

www.hilti.it

Impresa: Studio Calvi Srl
 Progettista: AD
 Indirizzo: Via Boezio 10
 Telefono | Fax: 0382538817 |
 E-mail:

Pagina: 4
 Progetto: Via Ghisoni
 Contratto N°: Fondazione
 Data: 15/10/2020

4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	10.000	49.040	21	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	60.000	237.893	26	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
61.300	1.000	61.300	1.250	49.040	10.000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{or,N}$ [mm]	$s_{or,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	k_8	
406'525	81'225	143	285	25.00	2.000	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	1.000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7.700	35.649	1.500	237.893	60.000		

www.hilti.it

Impresa: Studio Calvi Srl
 Progettista: AD
 Indirizzo: Via Boezio 10
 Telefono | Fax: 0382538817 |
 E-mail:

Pagina: 5
 Progetto: Via Ghisoni
 Contratto N°: Fondazione
 Data: 15/10/2020

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.211	0.204	2.000	9	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1.0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.947	0.252	1.000	100	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1.0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	12.749 [kN]	δ_N	=	0.214 [mm]
V_{Sk}	=	7.407 [kN]	δ_V	=	0.296 [mm]
			δ_{NV}	=	0.365 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	12.749 [kN]	δ_N	=	0.342 [mm]
V_{Sk}	=	7.407 [kN]	δ_V	=	0.444 [mm]
			δ_{NV}	=	0.561 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi all'interno del materiale di base è richiesta in accordo con EN 1992-4, Allegato A!
- Il progetto è valido solo se le dimensioni del foro nell'elemento da fissare non è maggiore del valore dato in tabella 6.1 di EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro vedere sezione 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione di $\Psi_{s,re,v}$ (rottura di bordo del calcestruzzo) si assume un copriferro per le armature di bordo $c = 30$ mm
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -

Profilo: nessun profilo

Diametro del foro nella piastra: $d_f = 22$ mm

Spessore della piastra (input): 10 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M20

Coppia di serraggio: 0.150 kNm

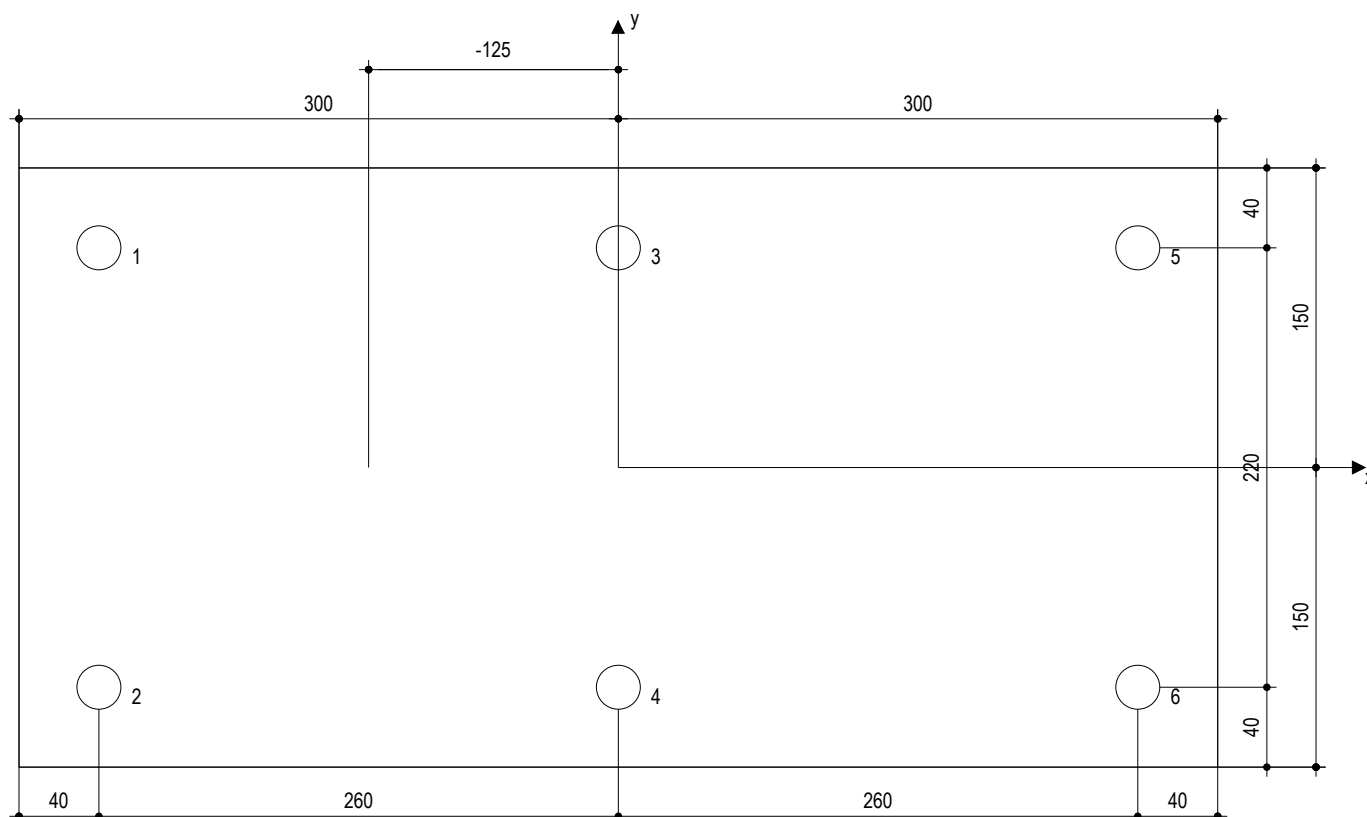
Diametro del foro nel materiale base: 22 mm

Profondità del foro nel materiale base: 95 mm

Spessore minimo del materiale base: 139 mm

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	C-x	C+x	C-y	C+y	Ancorante	x	y	C-x	C+x	C-y	C+y
1	-260	110	-	-	-	-	4	0	-110	-	-	-	-
2	-260	-110	-	-	-	-	5	260	110	-	-	-	-
3	0	110	-	-	-	-	6	260	-110	-	-	-	-

www.hilti.it

Impresa: Studio Calvi Srl
Progettista: AD
Indirizzo: Via Boezio 10
Telefono | Fax: 0382538817 |
E-mail:

Pagina: 7
Progetto: Via Ghisoni
Contratto N°: Fondazione
Data: 15/10/2020

9 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.