



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

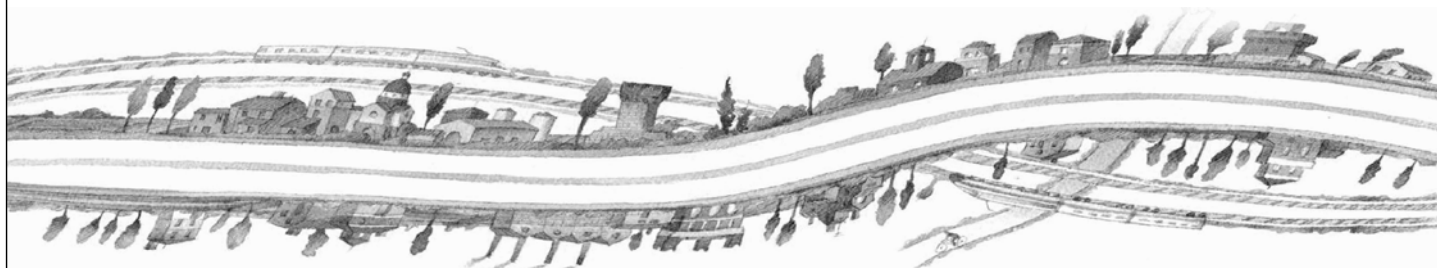
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - CAVALCAVIA SVINCOLI E INTERCONESIONI

ICV 01 - ADEGUAMENTO CAVALCAVIA VIA IMPERIALE

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

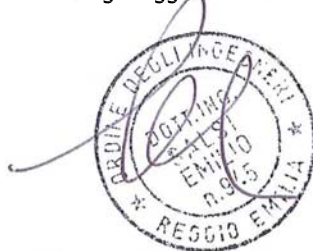
RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.

IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Castorri	Mezzaluna	Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
2908	PD	0	102	ICV01	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4. INCIDENZE	9
5. DATI DI BASE	10
5.1. DATI GENERALI	10
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	10
5.3. DATI SISMICI	11
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI	12
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	13
6.1. CRITERI DI CALCOLO.....	13
6.1.1. Descrizione	13
6.1.1.1. <i>Impalcato Metallico</i>	13
6.1.1.2. <i>Vincolamento</i>	14
6.1.2. Modello di calcolo	16
6.1.3. Condizioni elementari di carico	17
6.1.3.1. <i>Peso proprio degli elementi strutturali (SW)</i>	17
6.1.3.2. <i>Carichi permanenti portati (DL)</i>	17
6.1.3.3. <i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i>	17
6.1.3.4. <i>Azioni della temperatura</i>	17
6.1.3.5. <i>Cedimenti vincolari</i>	18
6.1.3.6. <i>Azioni parassite dei vincoli</i>	18
6.1.3.7. <i>Azioni variabili da traffico (ML)</i>	18
6.1.3.8. <i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i>	19
6.1.3.9. <i>Azione Centrifuga</i>	19
6.1.3.10. <i>Azione del vento (WL)</i>	19
6.1.3.11. <i>Azioni sismiche</i>	19
6.1.4. Combinazioni di carico di progetto	22
6.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA	25
6.2.1. Reazioni vincolari.....	25
6.2.2. Azioni interne	26
6.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA.....	33
6.3.1. Sisma Orizzontale.....	33
6.3.2. Sisma Verticale	34
6.3.3. Azioni sismiche globali	36
6.3.4. Reazioni vincolari (FASE SISMICA)	39
6.4. VERIFICHE.....	41
6.4.1. Verifiche di resistenza a SLU.....	41

6.4.1.1.	<i>Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta</i>	43
6.4.1.2.	<i>Diaframmi trasversali – L = 12.90 m</i>	43
6.4.2.	Verifica del concio C1	44
6.4.3.	Verifica del concio C2	45
6.4.4.	Verifica del concio C3	46
6.4.5.	Verifica del concio C4	47
6.4.6.	Verifica del concio C5	48
6.4.7.	Verifica diaframmi	49
6.4.7.1.	<i>Verifica del diaframma della sezione di mezzeria</i>	49
6.4.7.2.	<i>Verifica del diaframma di pila</i>	51
6.5.	SOLETTA	53
6.5.1.	Predalles (1° fase)	54
6.5.1.1.	<i>Analisi dei carichi e Sollecitazioni</i>	54
6.5.1.2.	<i>Verifiche</i>	54
6.5.2.	Soletta (2° fase)	55
6.5.3.	Soletta (3° fase)	56
6.5.3.1.	<i>Larghezze collaboranti in corrispondenza dei carichi concentrati</i>	56
6.5.3.2.	<i>Larghezze collaboranti in direzione longitudinale</i>	57
6.5.4.	Sollecitazioni (3° fase)	61
6.5.5.	Altre azioni	62
6.5.6.	Combinazioni di carico.....	62
6.5.7.	Riassunto sollecitazioni.....	62
6.5.8.	Verifiche.....	63
6.5.9.	Riassunto armature Predalles e Soletta.....	64
6.6.	APPOGGI	65
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA	66
7.1.	CRITERI DI CALCOLO	66
7.1.1.	Angolo d'attrito terreno/parete.....	66
7.1.2.	Spinta delle terre: fase statica.....	66
7.1.3.	Spinta delle terre: fase sismica	66
7.1.4.	Stato Limite Ultimo.....	67
7.1.4.1.	<i>Situazione Statica</i>	67
7.1.4.2.	<i>Situazione Sismica</i>	67
7.1.5.	Stato Limite di Esercizio.....	68
7.1.5.1.	<i>Combinazione 'rara'</i>	68
7.1.5.2.	<i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)</i>	68
7.1.6.	Sovraccarico su terrapieno	68
7.1.7.	Spalle: Pareti di risvolto – Fase Sismica	73
7.1.8.	Spalle: Paraghiaia.....	73
7.1.9.	Spalle: Orecchie.....	74
7.1.10.	Pali.....	74

7.1.10.1. Verifiche Geotecniche	74
7.1.10.2. Verifiche SLU: Taglio.....	74
7.1.10.3. Verifiche SLU: Pressoflessione	74
7.2. ANALISI GLOBALE	75
7.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica.....	76
7.2.2. Azioni Globali : Fase Statica	77
7.2.3. Azioni Globali : SLE	78
7.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi	79
7.3. VERIFICHE.....	79
7.3.1. Pali.....	79
7.3.1.1. Verifiche Geotecniche	79
7.3.1.2. Verifiche SLU: Taglio.....	86
7.3.1.3. Verifiche SLU: Pressoflessione	89
7.3.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione	92
7.3.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni.....	93
7.3.2. Orecchie	95
7.3.2.1. Azioni – SLU.....	95
7.3.2.2. Azioni – SLE.....	95
7.3.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	96
7.3.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	99
7.3.3. Paragliaia.....	103
7.3.3.1. Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica	103
7.3.3.2. Sollecitazioni – SLU: Fase Statica.....	104
7.3.3.3. Sollecitazioni – SLE.....	104
7.3.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione	104
7.3.3.5. Verifiche SLU: Taglio.....	106
7.3.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione	107
7.3.4. Pareti di risvolto	108
7.3.4.1. Azioni.....	108
7.3.4.2. Sollecitazioni e Verifiche.....	110
7.3.5. Pulvino	118
7.3.5.1. Armatura longitudinale (direzione Y)	118
7.3.5.2. Armatura trasversale (direzione X) e di parete	119
7.4. SINTESI ARMATURE.....	120
7.4.1. Pali.....	120
7.4.2. Pulvino	120
7.4.3. Paragliaia.....	120
7.4.4. Pareti di Risvolto.....	121
7.4.5. Orecchie	121
8. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE.....	122
8.1. AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO	122
8.2. SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO.....	123
8.3. VERIFICHE ALLO SPICCATO.....	126
8.3.1. SLU.....	126

8.3.1.1. Pressoflessione	126
8.3.1.2. Taglio.....	129
8.3.2. SLE	130
8.3.2.1. Verifica a Fessurazione	130
8.4. SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE.....	132
8.5. FONDAZIONI: PALI.....	133
8.5.1. Verifiche Geotecniche.....	133
8.5.1.1. Portanza Verticale	133
8.5.1.2. Portanza Orizzontale	135
8.5.1.3. Verifiche SLU: Taglio.....	137
8.5.1.4. Verifiche SLU: Pressoflessione	138
8.5.1.5. Verifiche SLE: Fessurazione	139
8.5.1.6. Verifiche SLE: Deformazioni.....	140
8.6. FONDAZIONI: PLINTO.....	141
8.6.1. Armatura orizzontale.....	141
8.6.1.1. Verifiche SLU e SLE.....	141
8.7. SINTESI ARMATURE.....	145
8.7.1. Pali Ø1200.....	145
8.7.2. Plinto.....	145
8.7.3. Fusto.....	145

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "ICV 01", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il "Cavalcavia di Via Imperiale" sovrappassa l'autostrada A13 e le rampe Verona-Bologna, Bologna-Ferrara e Bologna-Venezia; è posto in Comune di Ferrara, in Provincia di Ferrara.

L'Opera è composta da tre campate di luci pari a 40.0+70.0+40.0 m (distanza tra asse appoggi), per una lunghezza complessiva pari a 150.0 m.

Il cavalcavia è in rettilineo, con obliquità pari a 32°.

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante un impalcato "a Via Inferiore" di larghezza totale pari a 13.90 m, realizzato mediante due travi principali in acciaio e un'orditura secondaria costituita da traversi in acciaio con passo variabile da 3.33m a 3.50m, lastre predalles di spessore pari a 90 mm, tralicci di tipo 'bausta' e una soletta in c.a. gettato in opera di spessore variabile da 190 a 270 mm, per uno spessore totale variabile tra 280 e 360 mm.

In figura 1-1 è riportata la Sezione trasversale dell'opera.

Gli **appoggi** sono Isolatori elastomerici. Vedi Relazione di Calcolo.

Le **spalle** sono di tipo 'passante a due file di pali', con altezza massima del pulvino pari a 2.50 m (misurata dall'intradosso fondazione alla sella di appoggio delle travi) e di sviluppo trasversale pari a circa 20 m (sviluppo dovuto all'obliquità dell'impalcato).

Ogni spalla grava su n°10 pali (2 file da 5 pali ciascuna) Ø1200 di lunghezza 30 m.

Per la geometria vedi la figura 1-2.

Le **pila** sono previste a fusto unico con sezione 'a biscotto' di dimensioni pari a 1.2 m x 18.4 m (in sommità è previsto un pulvino eccedente di 200 mm per lato la dimensione trasversale della pila, al fine di permettere un corretto inserimento degli appoggi)

I plinti di fondazione presentano pianta rettangolare di lati pari a 5.6 m e 20.0 m e spessore pari a 2.0 m. Ogni plinto è fondato su n°14 pali (2 file da 7 pali ciascuna) Ø1200 di lunghezza 33 m.

Per la geometria vedi la figura 1-3.

FIG. 1-1

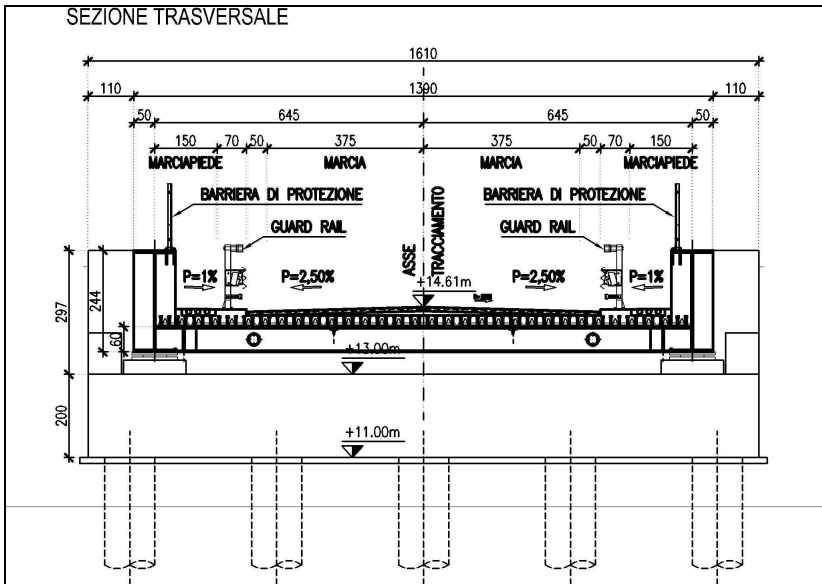


FIG. 1-2

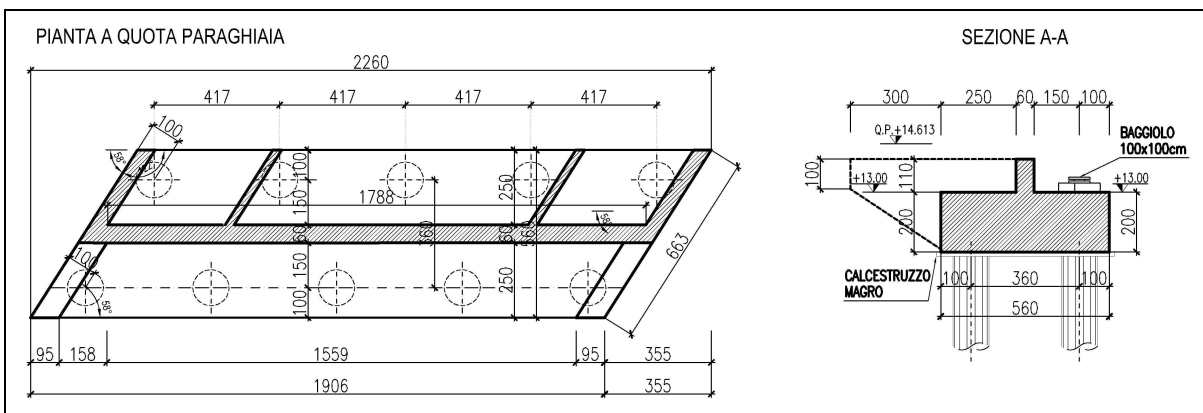
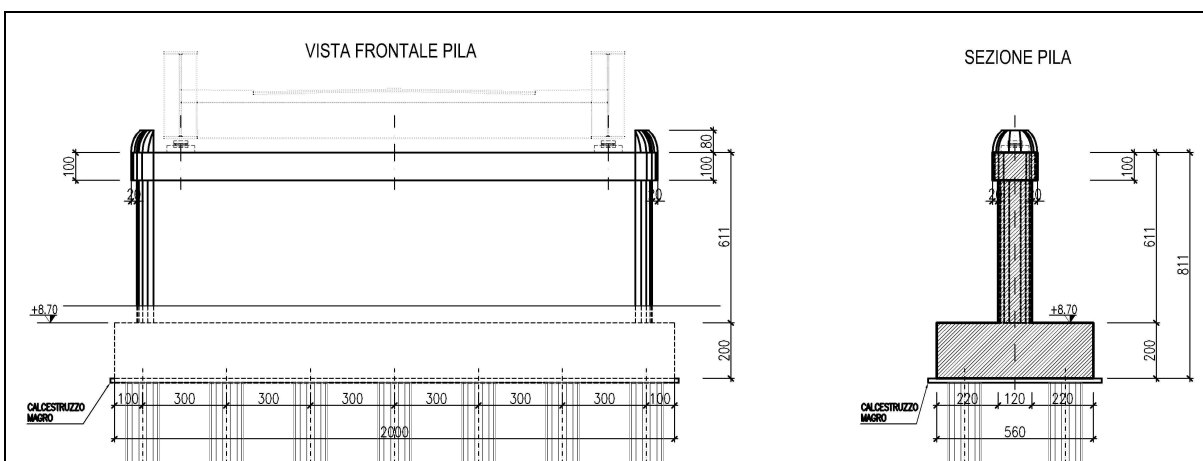


FIG. 1-3





2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-KT-01: Elenco delle Normative di riferimento".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-TB-01: Tabella Materiali e Classi di esposizione del calcestruzzo".

Si precisa che si sono assunti i seguenti valori per la resistenza caratteristica a snervamento e di calcolo dell'acciaio da carpenteria.

ACCIAIO DA CARPENTERIA "CORTEN" S355J0W (ex 510C) e S355K2G1W (ex 510D)		
Spessore elemento	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
$t \leq 40$ mm	355.0	338.1
$t > 40$ mm	335.0	319.0

4. INCIDENZE

Si anticipano qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera.

NA : NON APPLICABILE.

WBS	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc												Incidenza kg/mq
			Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
ICV 01	Interconn. A13 - Cavalcavia V. Imperiale	SPALLA CHIUSA	80	NA	NA	NA	60	90	NA	200	80	?	NA	NA	NA
ICV 01	Interconn. A13 - Cavalcavia V. Imperiale	PILA su Pali	75	NA	NA	NA	85	175	120	NA	NA	NA	NA	NA	NA
ICV 01	Interconn. A13 - Cavalcavia V. Imperiale	IMPALCATO ACCIAIO	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	100 (1)	NA	475

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luci (interasse appoggi) – a partire da Ovest: 40/70/40 m
- Impalcati: 1
- Larghezza impalcato singolo: 12.00 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 2
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 3
- Travi: Acciaio
- Spalle: Passanti su 2 file di pali
- Vincolamento: isolatori a pendolo

5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE

Al Cap. 3 viene stabilita, per ogni calcestruzzo, la Classe di Esposizione .

Ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III della Norma, qualifica automaticamente la 'Condizione ambientale'.

Tale dato – assieme alla tipologia di armatura 'sensibile' o 'poco sensibile', va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha :

TAB. 5.2-1

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	$w_d \leq$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XC2 *	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w_3
				quasi permanente	w_2
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA1**	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA2***	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_1
				quasi permanente	w_1
Spalla (Elevazione)	(XC4) - XD3	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_1
				quasi permanente	w_1
Pile (Elevazione)	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
Traversi; Travi prefabbricate	XC3	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w_3
				quasi permanente	w_2
Solette	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
* : zone non di seguito precisate					
** pk : 9500-12900; 15000-15800 ; 20400-35000 ; 48700-48900 ; 56300-59600					
*** pk : 35000-48700 ; 48900-56300					

In particolare, per quanto riguarda le sole sottostrutture, le sollecitazioni delle combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (influenzate principalmente da diversi coefficienti applicati ai carichi mobili) sono essenzialmente coincidenti.

Di conseguenza per l'apertura limite delle fessure si assumerà la condizione peggiorativa (quasi permanente).

Risulta pertanto:

- Spalla (Elevazione) : C35/45 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
- Pila (Elevazione) : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
- Pali e Fondazioni
 Classe XC2 : C25/30 – Apertura limite: $w_2 = 0.3$ mm
 Classe XA1 : C28/35 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
 Classe XA2 : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm

Per l'opera in questione : Pali e Fondazioni XC2

5.3. DATI SISMICI

Vita nominale: 100 anni

Classe d'uso: IV $\Rightarrow C_U = 2.0$

(Elab. "PD-0-000-000-0-GE-KT-02:Vita utile e Classe d'uso delle opere")

Inoltre, vale quanto riportato nella seguente tabella.

TAB. 5.3-1

	latitudine	longitudine		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv
ICV 01	44.7943	11.5526	Orizzontale SLV	0.259	D	T1	1898	2.468	0.287	1.443	2.332	1.000	1.443	0.374	0.223	0.67	2.634	
			Orizzontale SLC	0.287	D	T1	2475	2.441	0.291	1.351	2.317	1.000	1.351	0.388	0.225	0.674	2.746	
			Verticale SLV	0.177	D	T1	1898			1.000		1.000	1.000	0.177	0.050	0.150	1.000	1.694
			Verticale SLC	0.207	D	T1	2475			1.000		1.000	1.000	0.207	0.050	0.150	1.000	1.764

5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento 'Criteri Generali per le verifiche Geotecniche'.

Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ[\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ[\text{M2}]$$

dove:

γ : peso specifico del terrapieno

\varnothing : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno

\varnothing' : angolo d'attrito *efficace* del terrapieno

Le curve di portanza, di sollecitazione e di deformazione dei pali sono estratte dalla Relazione Geotecnica dell'Opera.

6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO

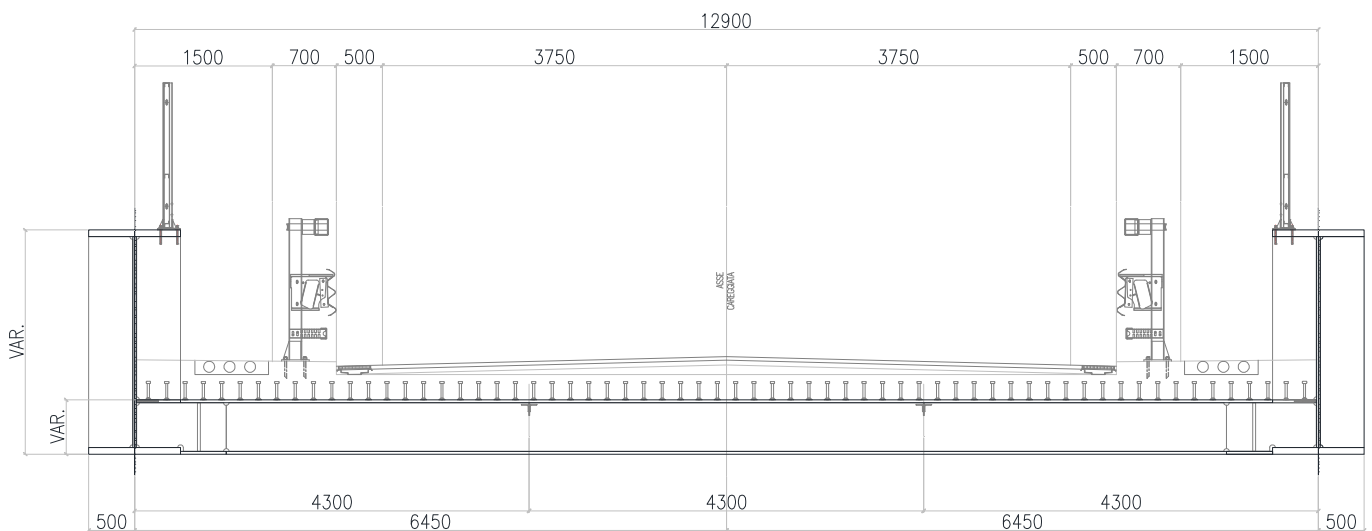
6.1. CRITERI DI CALCOLO

6.1.1. Descrizione

6.1.1.1. Impalcato Metallico

L'impalcato del ponte è costituito da una travata continua a via inferiore con tre campate (Luci: 40m – 70m – 40m) per una lunghezza totale di 150 m. Due travi laterali in acciaio di altezza variabile ($h = 2\,410 - 3\,120\text{mm}$) sorreggono un graticcio di travi secondarie trasversali, disposte a passo 3 333mm per le campate di riva e 3 500mm per la campata centrale, su cui è posata la soletta gettata in opera. Una sezione tipica dell'impalcato è riportata nella figura seguente (fig. 5.1-1):

FIG. 6.1-1 – SEZIONE TIPICA VIADOTTO



6.1.1.2. Vincolamento

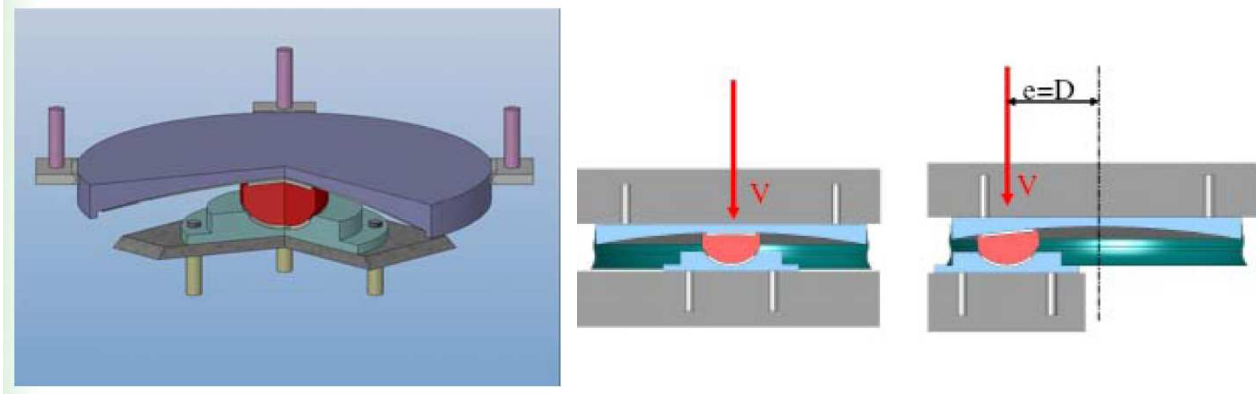
Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a pendolo ad attrito (Friction Pendulum Isolators – FPS) che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e la sottostruttura secondo una superficie sferica. Sono inquadrabili secondo la tipologia di “Isolatori a scorrimento” descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. Questi dispositivi sono caratterizzati dalle seguenti peculiarità:

- Il raggio di curvatura dalla superficie sferica di scorrimento determina il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- Il periodo proprio è indipendente dalla massa della struttura;
- L'attrito della superficie equivalente determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- Si minimizzano i moti torsionali della sovrastruttura. Questo perché la rigidezza orizzontale di ogni singolo isolatore risulta essere proporzionale allo sforzo normale agente su di esso. Ciò permette al centro di rigidezza di essere costantemente coincidente con il centro di massa della struttura compensando così le eventuali l'eccentricità di massa.

Tali dispositivi, nei riguardi delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture, presentano un comportamento di tipo attritivo in condizione statica che li rende sostanzialmente rigidi fino al valore della forza d'attrito, e un comportamento attritivo in condizione dinamica che li rende schematizzabili come dei vincoli elastici dotati di un'opportuna rigidezza orizzontale: pertanto finché non viene raggiunta la forza d'attrito statico che dipende dal carico verticale agente sul dispositivo e dal suo coefficiente d'attrito statico, il dispositivo si comporta sostanzialmente come collegamento rigido tra impalcato e sottostrutture. Tale comportamento garantisce che in condizioni di normale esercizio dell'opera l'impalcato risulti rigidamente fissato alle sottostrutture per le azioni orizzontali agenti, e cioè per l'azione del vento agente in direzione trasversale e per l'azione della frenatura dei veicoli agente in direzione longitudinale.

I dispositivi sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la rotula, consentendo la rotazione.

FIG. 6.1-2 SCHEMI DEGLI ISOLATORI A SCORRIMENTO A SUPERFICIE CURVA



Al fine di controllare l'attrito opposto dal movimento delle superfici di scorrimento e rotazione, vengono utilizzati opportuni materiali termoplastici.

In condizione sismica gli isolatori a scorrimento a superficie curva comportano i seguenti vantaggi:

- Essendo dotati in condizione dinamica di rigidzze orizzontali relativamente basse comportano un elevato incremento di periodo proprio di vibrazione della struttura in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale): ciò implica una forte riduzione delle azioni sismiche applicate alla sottostrutture;
- Essendo dotati di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente relativamente elevato (15% - 30%) comportano una riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture e limitano l'incremento degli spostamenti orizzontali;
- Sono ricentranti grazie alla loro conformazione sferica, il che garantisce che una volta terminato l'evento sismico il sistema d'isolamento e l'impalcato nella sua globalità presentino spostamenti residui nulli o assai ridotti in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nei confronti di ulteriori scosse sismiche;
- La loro rigidzza orizzontale risulta proporzionale al carico assiale agente, il che comporta un sostanziale centraggio tra centro di rigidzza e centro di massa con evidenti riduzioni di effetti torsionali;
- Sono realizzati con materiali innovativi e tecnicamente sofisticati che garantiscono, come confermato da diversi produttori, una vita utile stimabile in circa 75 anni;
- Sono realizzati con materiali altamente resistenti alle variazioni di temperatura e all'usura che comportano una certa stabilità del comportamento dinamico degli isolatori al variare dell'invecchiamento e della temperatura;

Si evidenzia che gli isolatori sono realizzati con materiali che presentano resistenza meccanica alla compressione notevolmente maggiore di quella presentata dal materiale PTFE e questo permette una riduzione di dimensioni.

Il sistema di isolamento su descritto riduce gli effetti sulla struttura indotti dall'azione sismica in due differenti modi: spostando il periodo naturale della struttura lontano dalle frequenze predominanti del sisma attraverso il moto pendolare, ed assorbendone l'energia attraverso il comportamento a frizione. La superficie di scorrimento a calotta sferica concava, permette inoltre di convertire l'energia cinetica dell'impalcato indotta dal sisma, in energia potenziale che permette il richiamo della massa oscillante nella posizione iniziale di equilibrio stabile, soddisfacendo quindi il requisito di auto-ricentraggio del sistema a seguito di un evento sismico.

In condizioni statiche, gli isolatori presentano una elevata rigidità orizzontale garantita dall'attrito statico tra le superfici di scorrimento, in grado di permettere una connessione rigida con le sottostrutture in per le condizioni di normale esercizio dell'opera (vento e frenamento).

6.1.2. Modello di calcolo

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti monodimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "Midas Civil" v.7.0.2.

Le analisi condotte all'interno del modello agli elementi finiti sono volte a determinare lo stato di sollecitazione del manufatto durante tutta la sua esistenza. Si sono pertanto distinte le diverse condizioni di carico elementari per i carichi permanenti ed accidentali per il tramite di differenti analisi statiche lineari.

Gli effetti sulla struttura dovuti ai carichi mobili sono stati determinati tramite una "analisi per carico mobile" (Moving Load Analysis, abbr. ML), facendo generare al programma le linee di influenza per gli spostamenti nodali, le azioni interne e le reazioni vincolari dovute al transito dei carichi mobili e determinando quindi i massimi e minimi valori di spostamenti nodali, delle azioni interne negli elementi e delle reazioni vincolari, in base alle linee di influenza ottenute. Tale analisi comporta una serie di singole analisi statiche lineari per tutte le condizioni di carico create lungo lo sviluppo del percorso dei carichi mobili, per cercare il massimo ed il minimo valore, che è usato quindi come risultato della analisi. Gli altri casi di analisi utilizzati sono tutti statici lineari.

La valutazione degli effetti dell'azione sismica sull'impalcato è stata effettuata modellando il sistema come elastico lineare. Per le azioni sismiche orizzontali del sistema dotato di isolamento alla base, è stata svolta una analisi lineare statica mentre per la valutazione degli effetti del sisma verticale si è resa necessaria una analisi modale con spettro di risposta.

6.1.3. Condizioni elementari di carico

Nei paragrafi seguenti sono riportate le condizioni di carico prese in considerazione nell'analisi dell'impalcato..

6.1.3.1. Peso proprio degli elementi strutturali (SW)

Il peso proprio della struttura metallica è determinato in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti per il tramite di un moltiplicatore gravitazionale $Z = -1.30$ (diretto verso il basso) opportunamente incrementato per tenere in conto del peso degli elementi non direttamente modellati (piastrame e bulloneria).

Il peso della soletta in c.a. gettata in opera, è stato applicato sui diaframmi trasversali nella condizione di carico denominata "Getto" con un carico uniforme pari a 90.3 kN/m.

6.1.3.2. Carichi permanenti portati (DL)

I carichi permanenti portati sono stati assegnati sui diaframmi trasversali tramite un carico uniforme distribuito, corrispondente al peso della pavimentazione e dell'arredo stradale. In particolare si è applicato:

Massetto pendenza trasversale ($h_{med} = 5$ cm):	1.25 kN/m ² ;
Pavimentazione stradale ($h = 11$ cm):	2.75 kN/m ² ;
Cordoli in cls ($h_{med} = 17$ cm):	4.25 kN/m ² ;
Guardrail:	1.00 kN/m;
Parapetti (agenti sulle travi principali):	2.00 kN/m.

6.1.3.3. Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)

Gli effetti reologici del calcestruzzo sono ininfluenti ai fini della verifica della struttura principale poiché non è solidale alle due travi correnti. Ai fini delle verifiche dei diaframmi trasversali gli effetti del ritiro risultano ininfluenti, mentre gli effetti viscosi sono considerati per il tramite di un differente coefficiente di omogeneizzazione per le sollecitazioni a lungo termine (verifica a t^∞).

6.1.3.4. Azioni della temperatura

La variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al punto 3.5.4 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_0 = 15$ °C; Temperatura iniziale
- $T_{MAX} = 45$ °C; Temperatura massima (estiva)
- $T_{MIN} = -15$ °C; Temperatura miniva (invernale)

Le variazioni termiche differenziali, tra la parte superiore e la parte inferiore dell'impalcato metallico, sono state valutate secondo le indicazioni fornite dall'EC1 parte 5 per gli impalcati da ponte. In particolare si è applicato un gradiente termico sulle travi principali metalliche pari a:

- $\Delta T_1 = + 18 \text{ }^\circ\text{C}$ Condizione di riscaldamento
- $\Delta T_1 = - 13 \text{ }^\circ\text{C}$ Condizione di raffreddamento

Le due componenti di variazione della temperatura, uniforme e differenziale, sono state comunque considerate contemporanee poiché l'impalcato a travata semplice non risente di effetti coattivi. Si sono considerate pertanto le seguenti condizioni:

- Massima temperatura (Estate): variazione termica uniforme $\Delta T = +30^\circ$ su tutta la struttura, più una variazione differenziale di $\Delta T = +18^\circ$;
- Minima temperatura (Inverno): variazione termica uniforme $\Delta T = -30^\circ$ su tutta la struttura, più una variazione differenziale di $\Delta T = -13^\circ$.

6.1.3.5. Cedimenti vincolari

Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm per quanto attiene alle spalle e pari a 10 mm per quanto attiene alle pile.

6.1.3.6. Azioni parassite dei vincoli

In base a quanto esposto in precedenza, per quanto riguarda le combinazioni di carico in condizione statica, fino a quando le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai dispositivi di vincolamento risultano inferiori alle forze d'attrito, i dispositivi si comportano come collegamenti rigidi; una volta superato tale valore di forza, si comportano come collegamenti elastici di rigidezza crescente all'aumentare dall'azione assiale agente (diversa da combinazione a combinazione) e al diminuire dello spostamento orizzontale (anch'esso diverso tra una combinazione di carico e l'altra). Dal momento però che la condizione dimensionante per le sottostrutture è quella sismica (condizione per cui le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi) in cui viene considerato il ritiro al suo valore caratteristico e le variazioni termiche al 50% del loro valore caratteristico, si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

6.1.3.7. Azioni variabili da traffico (ML)

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali di 1° categoria indicati al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC08. Compatibilmente con la larghezza della carreggiata sono state individuate due corsie convenzionali soggette alle azioni descritte dalla "Schema di carico 1" cui si è aggiunto, per le aree rimanenti, un carico uniformemente distribuito pari a 2.50 kN/m^2 . Tali azioni sono state applicate al modello tramite di una

apposita analisi per carico mobile (ML) disponendo lo schema di carico in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

6.1.3.8. Azione longitudinale di frenamento (BRK)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 e per i ponti di 1° categoria vale:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 765 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a 5.1 kN/m.

6.1.3.9. Azione Centrifuga

Poiché il raggio di curvatura dell'impalcato è superiore a 1 500m, la forza centrifuga da applicare a livello della pavimentazione è nulla.

6.1.3.10. Azione del vento (WL)

L'azione del vento, assimilata ad un carico orizzontale statico ortogonale all'asse del ponte, è stata cautelativamente assunta pari a 2.50 kN/m², inglobando in tale valore la pressione del vento normale alle superfici investite direttamente, i coefficienti di forza dovuti alla forma dell'impalcato e l'azione tangenziale del vento.

6.1.3.11. Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, riportata al par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Poiché la struttura è isolata alla base, per la determinazione delle azioni sismiche è necessario caratterizzare il sistema di isolamento. Come anticipato nella descrizione dell'opera, si utilizzano isolatori a pendolo ad attrito (FPS). Tale sistema di isolamento ha la peculiarità di modificare il periodo proprio di vibrazione della struttura, rendendolo indipendente dalla massa in gioco e legandolo a caratteristiche dell'isolatore stesso.

Per gli isolatori (vedi par.6.1.1.2) si sono utilizzate le seguenti caratteristiche:

- R = 3700mm Raggio di curvatura
- D = ± 300 mm Spostamento di progetto
- μ = 0.055 Coefficiente di attrito dinamico
- Kv = 2 100 000 kN / mm rigidità verticale

Da cui, posto V = carico verticale, si ottiene:

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$ Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977 \text{ s}$ Periodo efficace
- $\xi_{\text{esi}} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$ Smorzamento viscoso equivalente

Determinate le caratteristiche del sistema di isolamento equivalente, a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione, si costruiscono gli spettri di risposta per le tre componenti del moto relativi agli stati limite considerati. Nel dettaglio, per l'opera in oggetto si sono studiate le condizioni sismiche per gli stati limite di "Danno" (SLD), "Salvaguardia della vita" (SLV) e "Collasso" (SLC). Nella fattispecie si è scelto cautelativamente di limitare lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato ad un valore massimo del 20% ($\xi_{\text{esi}} = 0.20$)

FIG. 6.1-3

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

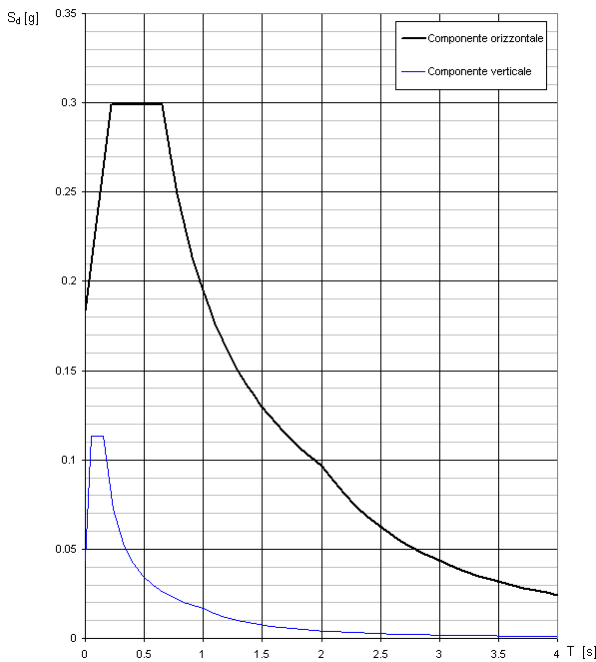


FIG. 6.1-4

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

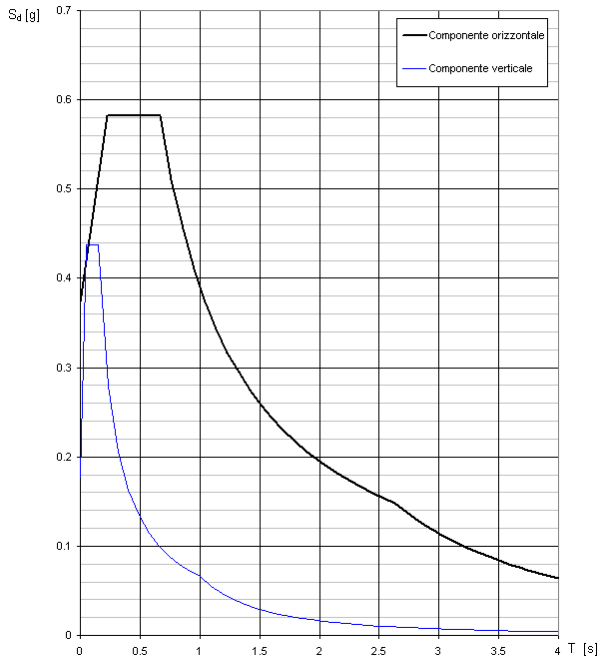
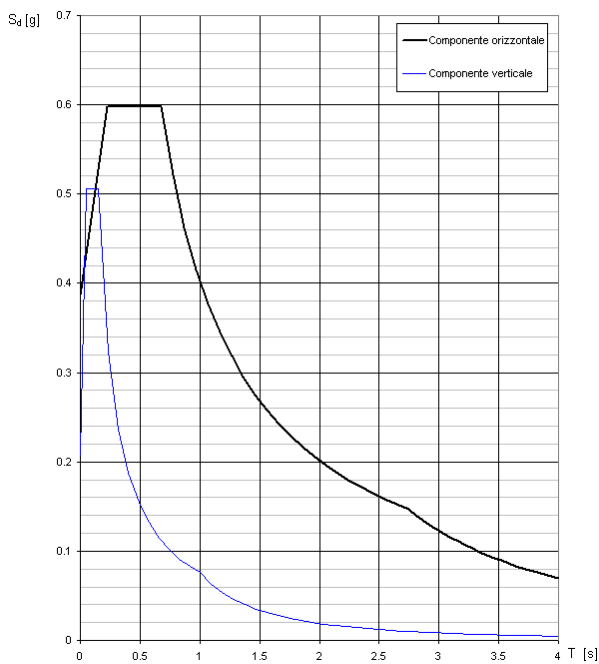


FIG. 6.1-5

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



6.1.4. Combinazioni di carico di progetto

Nell'ambito delle verifiche di Stato Limite di Esercizio (SLE) e di Stato Limite Ultimo (SLU) si sono considerate le combinazioni di carico riportate nelle tabelle seguenti. Per facilità di esposizione si sono utilizzati gli involuipi delle singole azioni elementari combinandoli poi opportunamente nelle combinazioni di progetto.

TAB. 6.1-1 – CARICHI PERMANENTI

	SW	DL
CS_01	1.00	1.00
CS_02	1.35	1.35

TAB. 6.1-2

	CS_01	CS_02
ENV_CS	1.00	1.00

TAB. 6.1-3 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DEI CEDIMENTI VINCOLARI

	Ced. SP1	Ced. P1	Ced. P2	Ced. SP2
ENV_Ced	1.00	1.00	1.00	1.00

TAB. 6.1-4 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA

	Temp. Est	Temp. Inv
ENV_DT	1.00	1.00

TAB. 6.1-5 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DEL VENTO

	WL +	WL -
ENV_WL	1.00	1.00

TAB. 6.1-6 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

	BRK +	BRK -
ENV_BRK	1.00	1.00

Alle suddette si aggiunge la condizione determinata dai carichi mobili che è già un involucro di un elevato numero di condizioni di carico elementari.

TAB. 6.1-7 – COMBINAZIONI DI SLU

Combinazione	ENV_CS	ENV_Ced	ENV_DT	ENV_WL	ML	ENV_BRK
SLU 01	1.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 02	1.00	1.20	0.60*1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 03	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.00	0.00
SLU 04	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.00	0.00
SLU 05	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 06	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 07	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 08	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 09	1.00	1.20	0.60*1.20	0.60*1.50	1.35	1.35

TAB. 6.1-8 – COMBINAZIONI SISMICHE

Combinazione	SW+DL	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SLD 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLD 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLD 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLD 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLD 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLD 06	1.00	0.30	0.30	-1.00
SLV 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLV 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLV 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLV 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLV 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLV 06	1.00	0.30	0.30	-1.00
SLC 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLC 02	1.00	1.00	0.30	-0.30

SLC 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLC 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLC 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLC 06	1.00	0.30	0.30	-1.00

Naturalmente per ogni combinazione sismica si sono adottati i valori di sollecitazione derivanti dallo spettro di risposta corrispondente allo stato limite considerato.

6.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA

In Allegato sono riportati i tabulati di Calcolo.

6.2.1. Reazioni vincolari

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli per le singole condizioni di carico non fattorate e per l'inviluppo delle combinazioni di carico di progetto (SLU).

TAB. 6.2-1 – REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN SPALLA

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	288	0	0	288
Getto della Soletta	0	0	554	0	0	554
Carichi Permanenti Portati	0	0	355	0	0	355
Cedimento Spalla	6	0	33	6	0	33
Cedimento Pila	2	0	19	2	0	19
Variazione Termica (Estate)	71	6	134	71	-6	134
Variazione Termica (Inverno)	-72	-6	-99	-72	6	-99
Vento Trasversale (dir. Y+)	-32	-88	-23	32	-90	23
Vento Trasversale (dir. Y-)	32	90	23	-32	88	-23
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-90	0	-8	-90	0	-8
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	90	0	8	90	0	8
Carichi Mobili (Max)	8	14	1 107	8	3	1 107
Carichi Mobili (Min)	-2	-3	-330	-2	-14	-330
ENV SLU(max)	243	162	3 277	243	162	3 277
ENV SLU(min)	-243	-162	700	-243	-162	700

TAB. 6.2-2– REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN PILA

Condizione di Carico	PILE P1-P2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	1 981	0	0	1 981
Getto della Soletta	0	0	2 924	0	0	2 924
Carichi Permanenti Portati	0	0	1 908	0	0	1 908
Cedimento Spalla	0	0	-58	0	0	-58
Cedimento Pila	0	0	-37	0	0	-37
Variazione Termica (Estate)	36	6	-134	36	-6	-134
Variazione Termica (Inverno)	-36	-6	99	-36	6	99
Vento Trasversale (dir. Y+)	-51	-360	-150	51	-363	150
Vento Trasversale (dir. Y-)	51	363	150	-51	360	-150
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-101	0	6	-101	0	6
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	101	0	-6	101	0	-6
Carichi Mobili (Max)	23	7	2 499	23	3	2 499
Carichi Mobili (Min)	-12	-3	-151	-12	-7	-151
ENV SLU(max)	285	560	12 764	285	560	12 764
ENV SLU(min)	-285	-560	6 266	-285	-560	6 266

6.2.2. Azioni interne

Di seguito sono riportate le principali azioni interne nelle aste per le varie condizioni di carico.

FIG. 6.2-1 PESO PROPRIO STRUTTURA METALLICA – TAGLIO (KN)

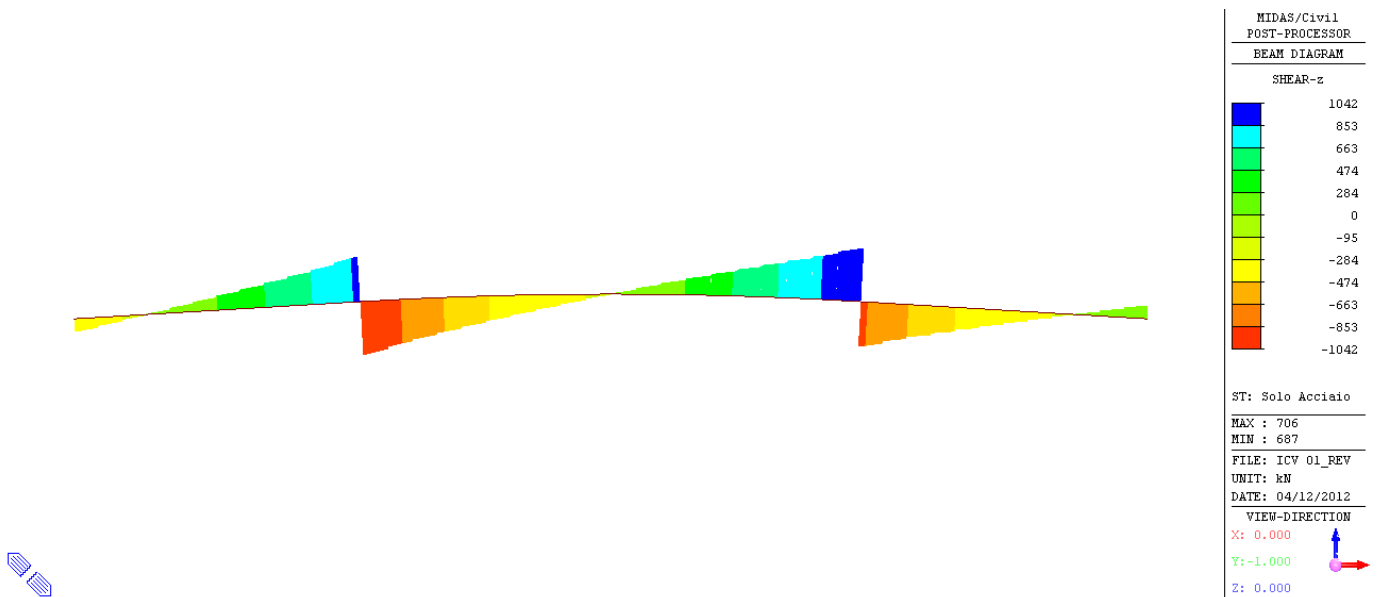


FIG. 6.2-2 PESO PROPRIO STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

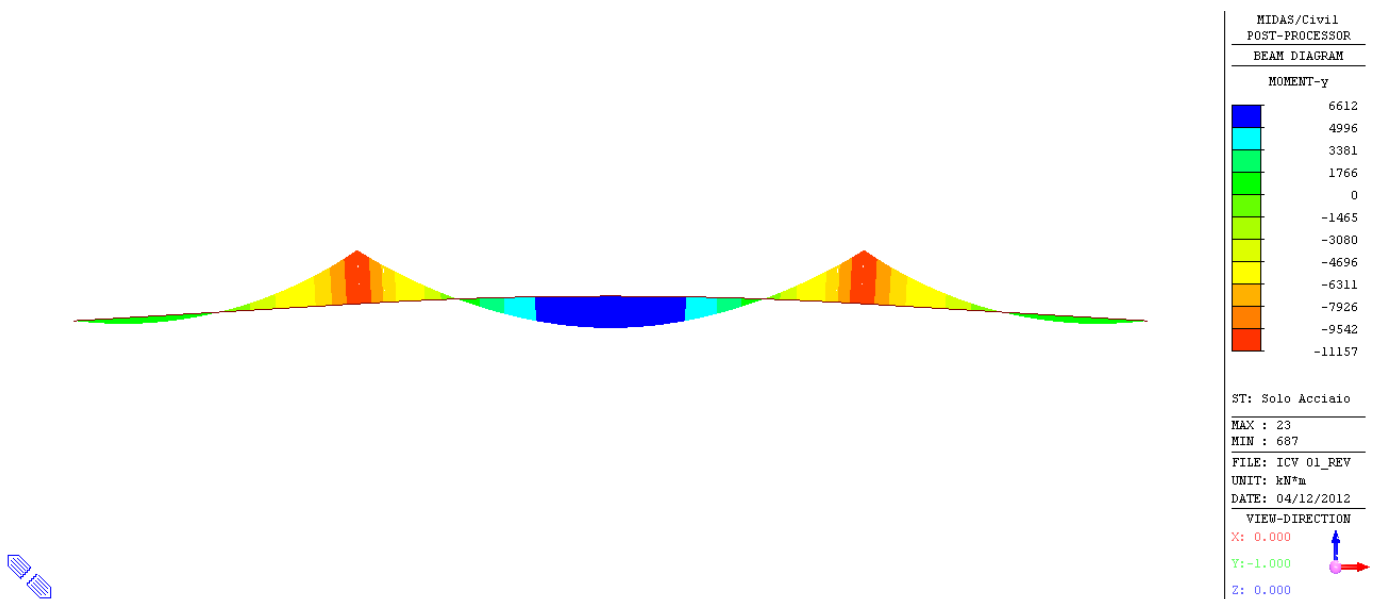


FIG. 6.2-3 GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (KN)

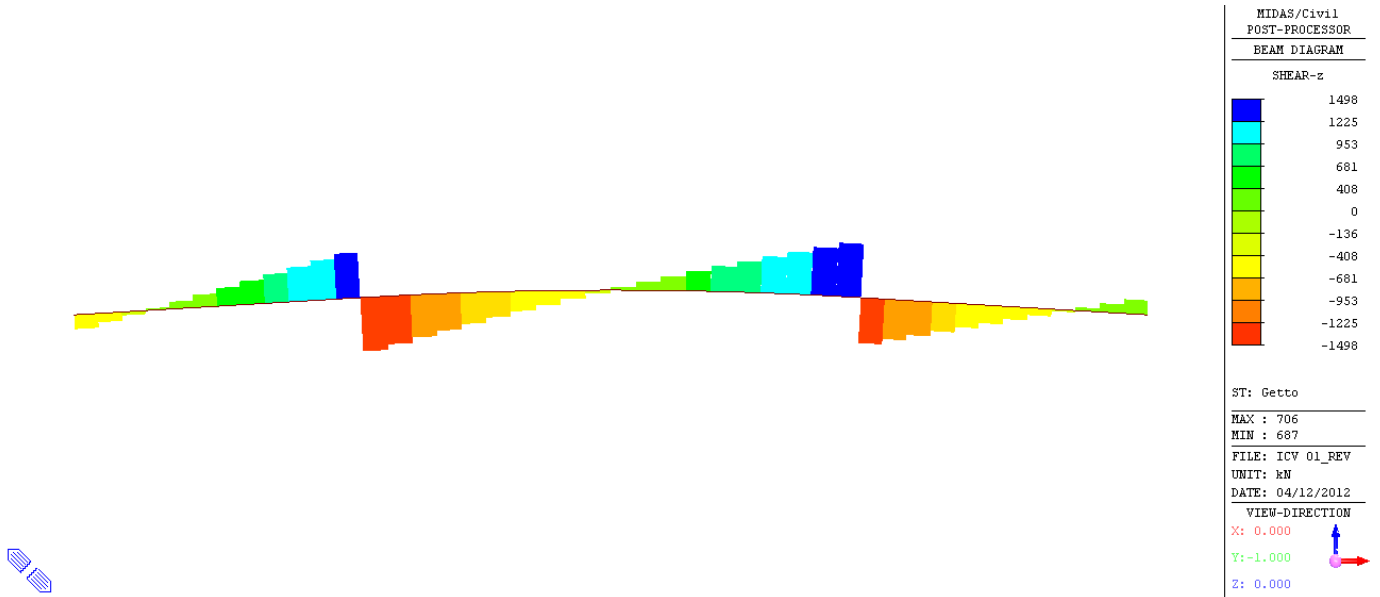


FIG. 6.2-4 GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

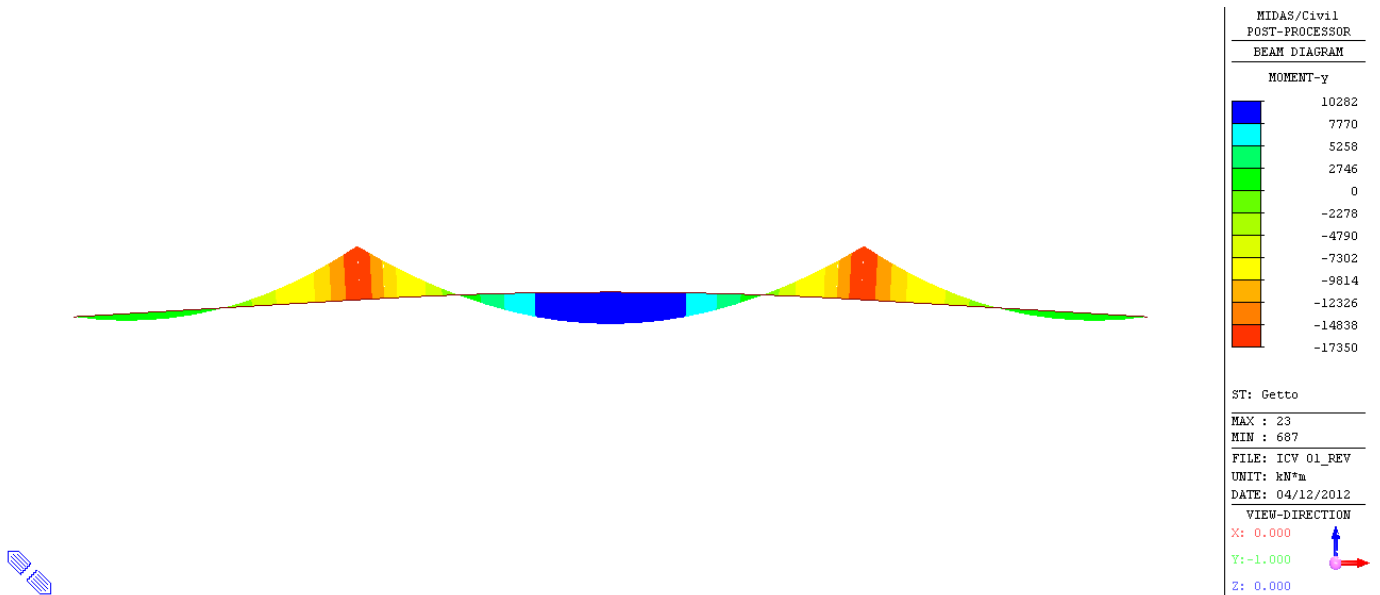


FIG. 6.2-5 CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)

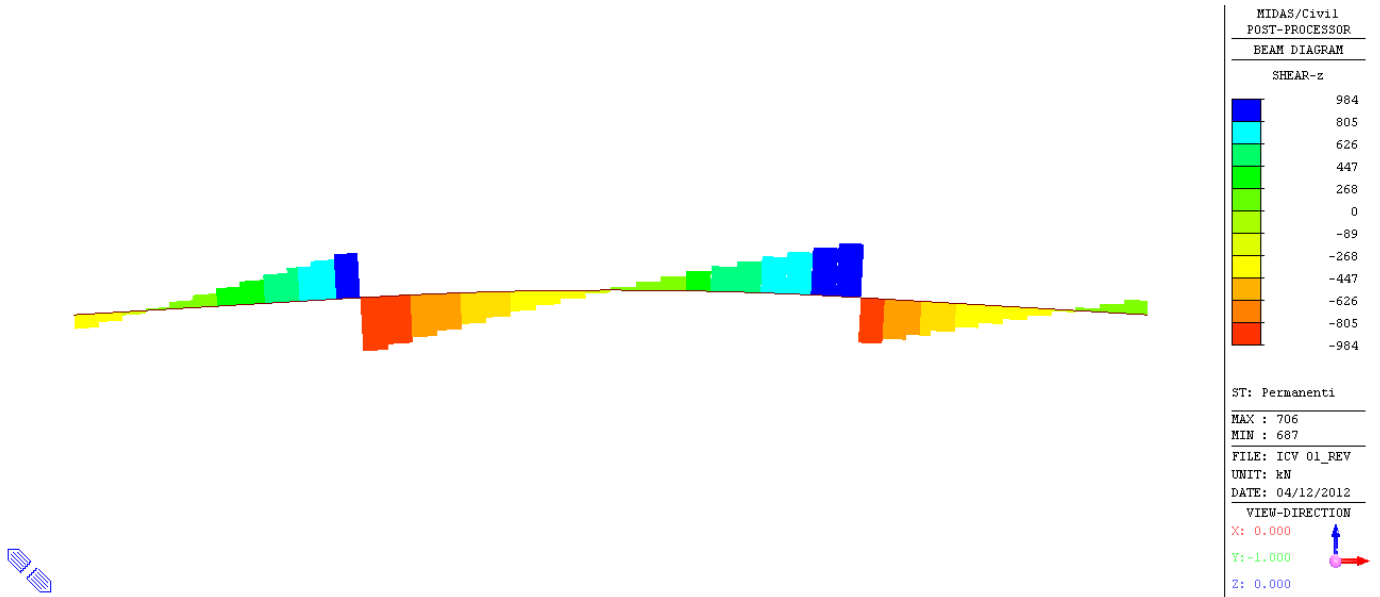


FIG. 6.2-6 CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

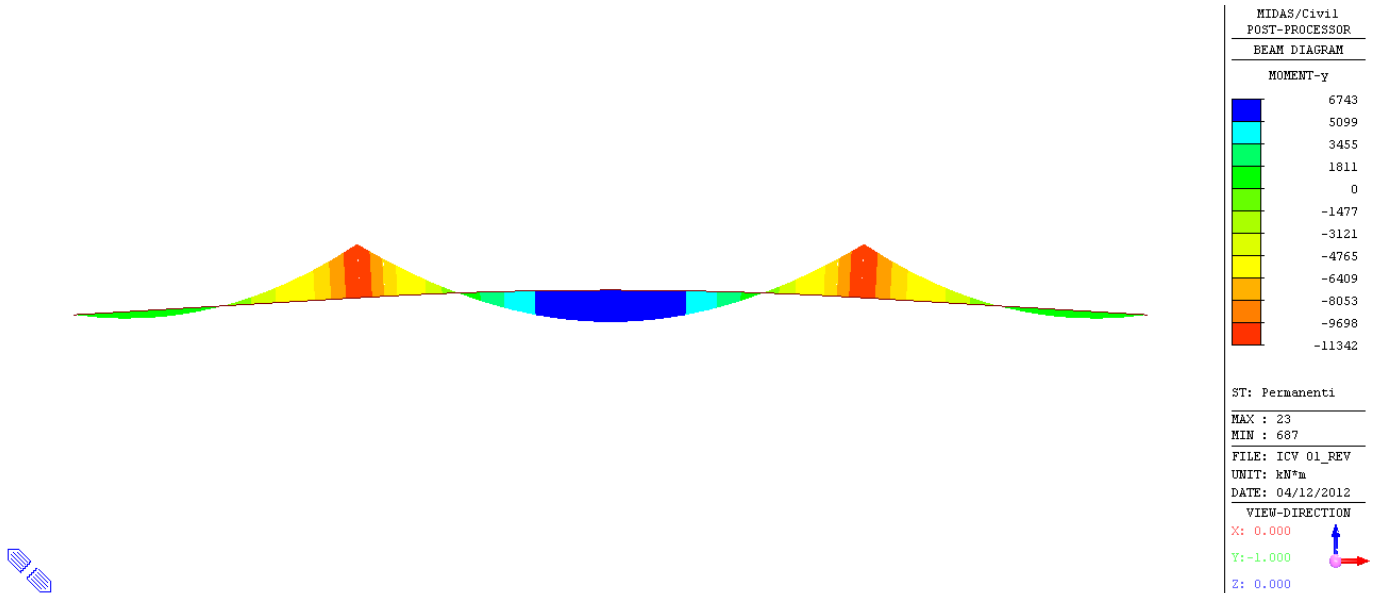


FIG. 6.2-7 CEDIMENTO VINCOLARE IN SPALLA SP1 – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

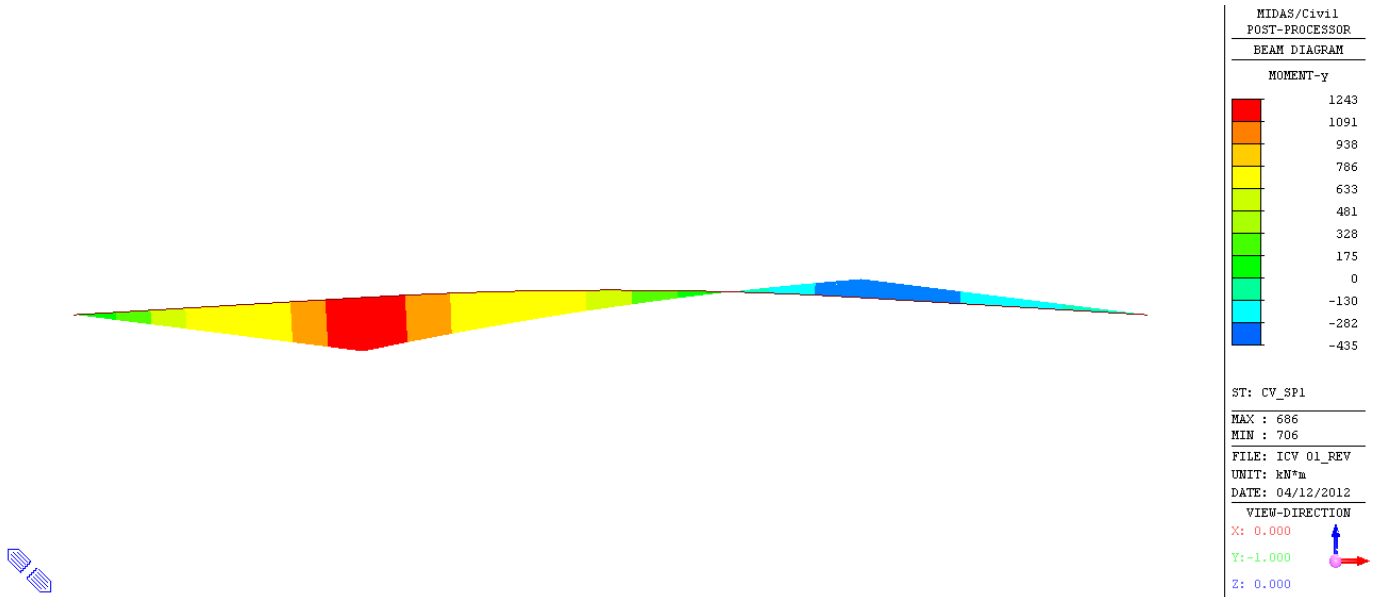


FIG. 6.2-8 CEDIMENTO VINCOLARE IN PILA P1 – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

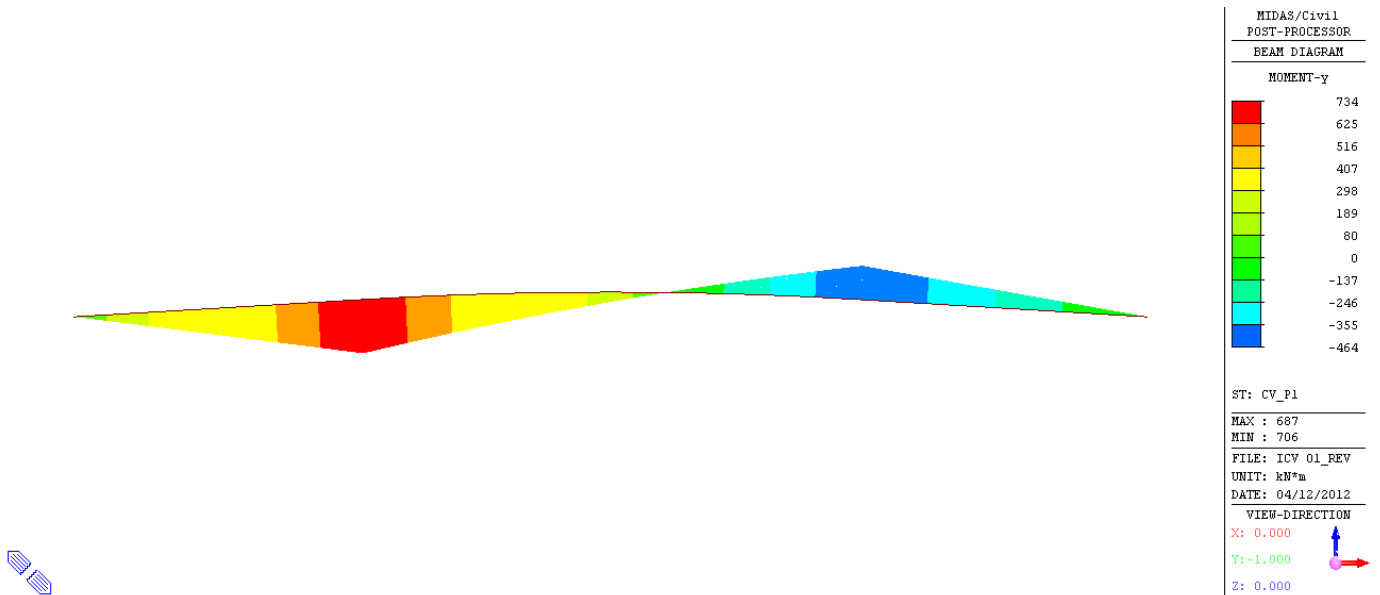


FIG. 6.2-9 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

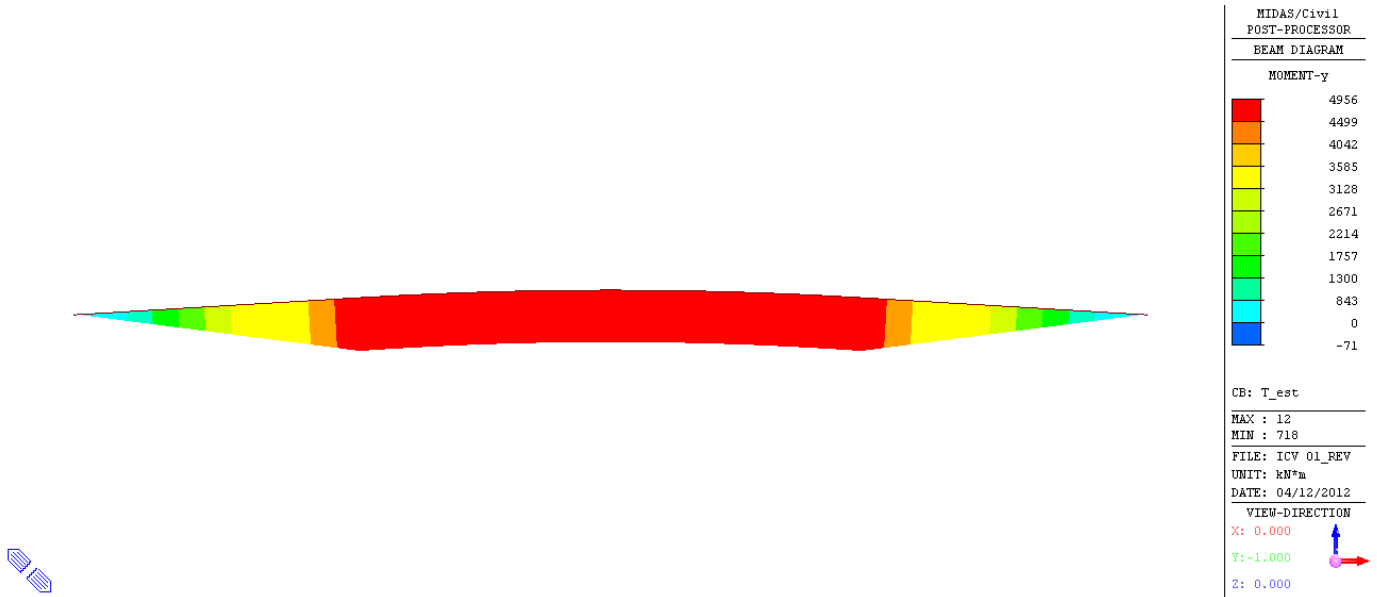


FIG. 6.2-10 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

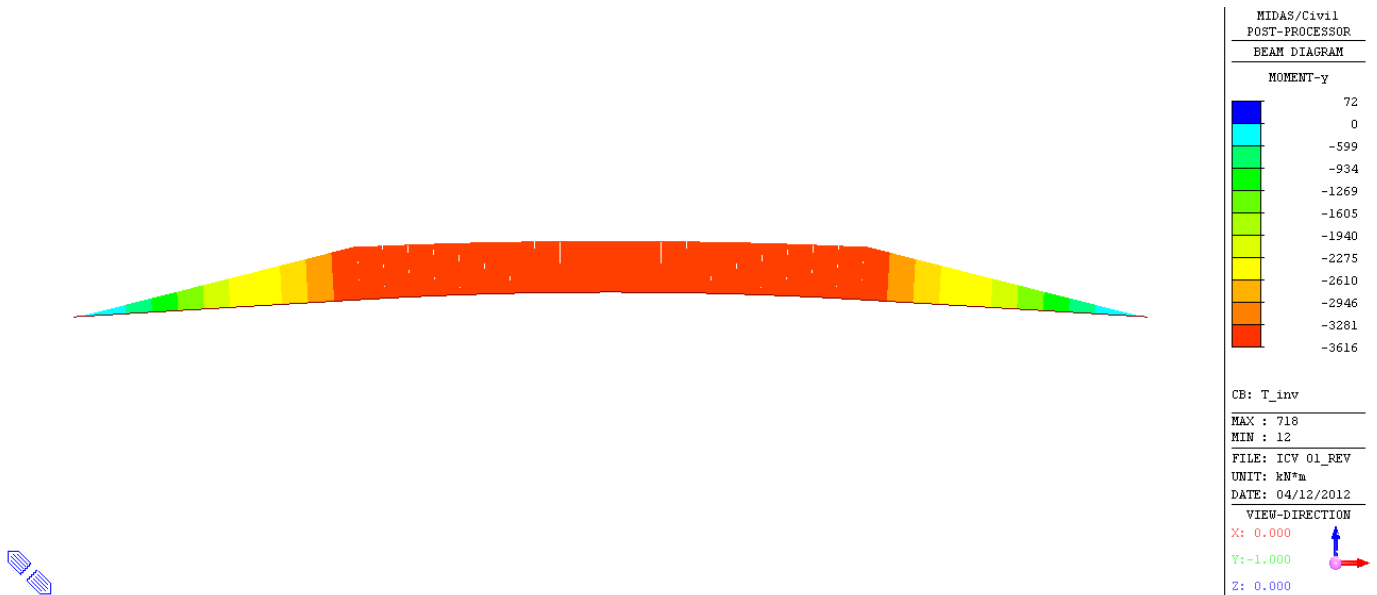


FIG. 6.2-11 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – TAGLIO (kN)

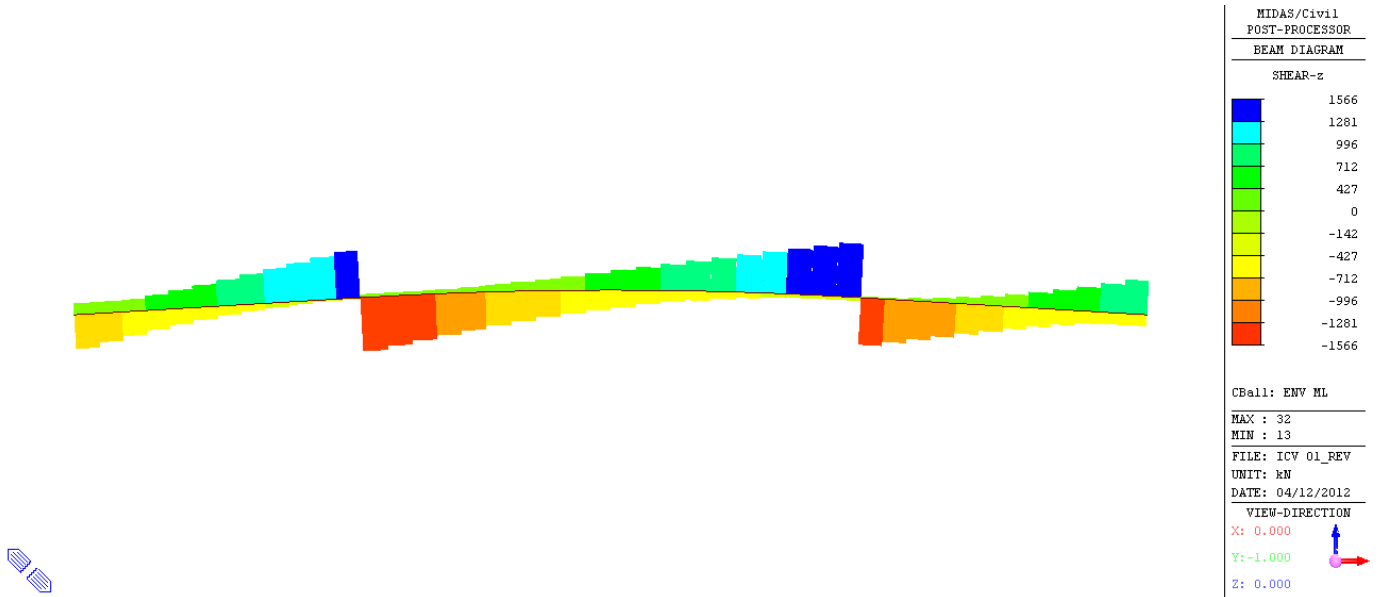


FIG. 6.2-12 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

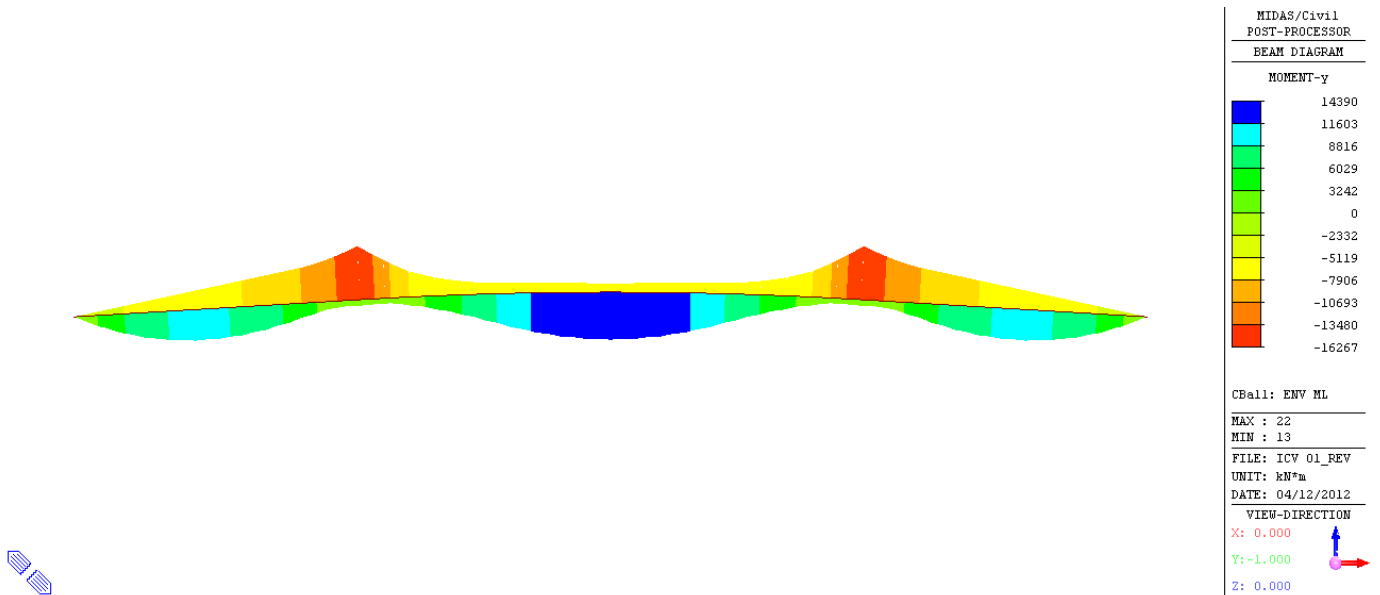


FIG. 6.2-13 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)

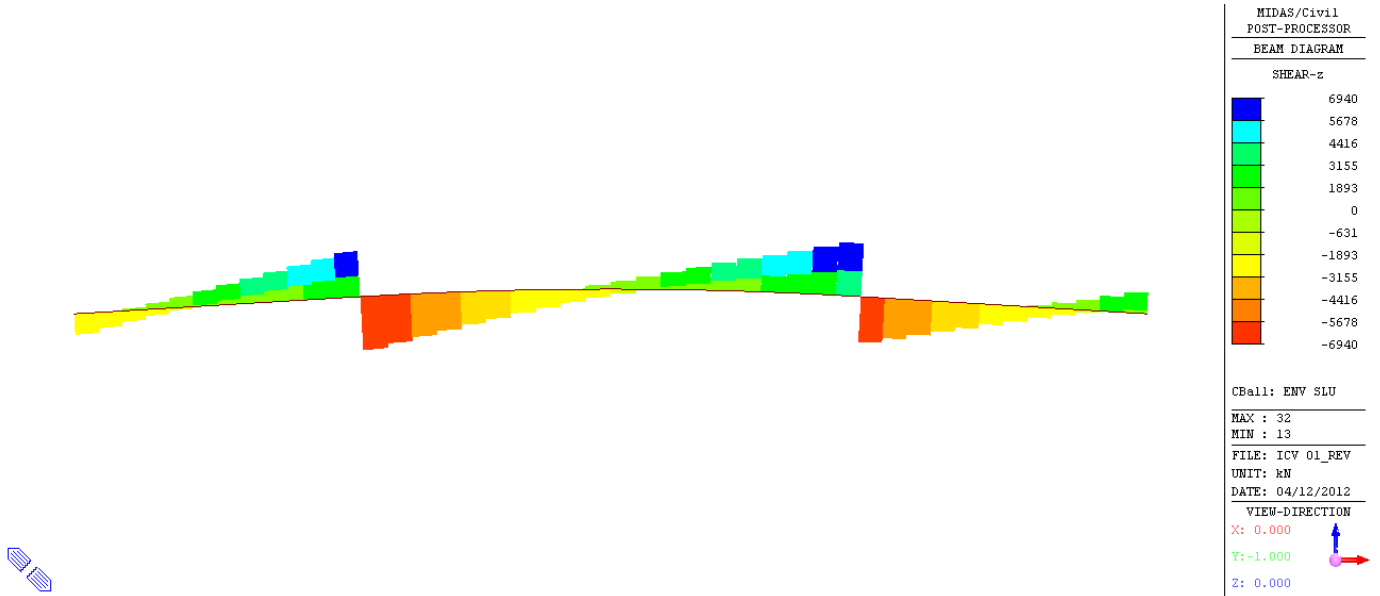
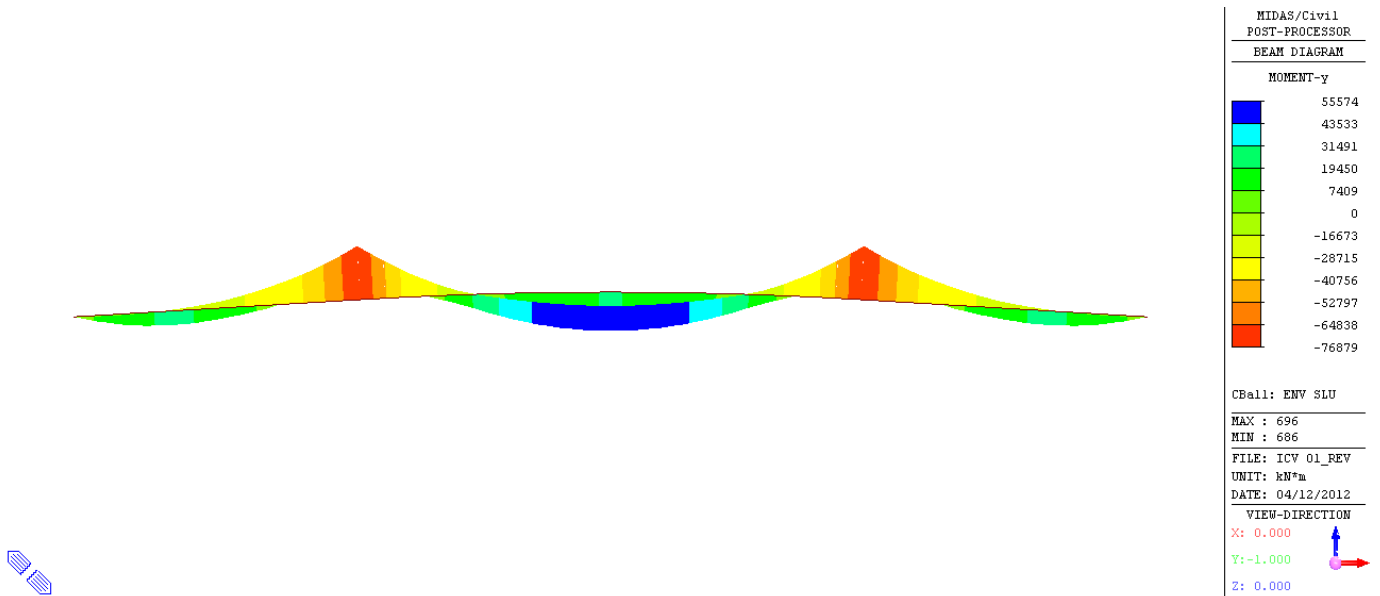


FIG. 6.2-14 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)



6.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA

6.3.1. Sisma Orizzontale

Le azioni orizzontali dovute al sisma si valutano a partire dalle caratteristiche equivalenti del sistema di isolamento.

Nel caso in esame si è ipotizzato:

- $R = 3700\text{mm}$ Raggio di curvatura
- $D = \pm 300\text{ mm}$ Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$ Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 210\ 000\text{ kN / mm}$ rigidezza verticale

Da cui, posto $V =$ carico verticale, si ottiene:

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$ Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977\text{ s}$ Periodo efficace

Le accelerazioni orizzontali cui è sottoposto il sistema isolato, si ottengono per i tre stati limite considerati, dai rispettivi spettri di risposta, rilevando le ordinate spettrali corrispondenti al periodo proprio del sistema isolato.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.044\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.116\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.124\text{ g}$$

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = M \times S_e(T_{\text{is}})$$

con $M = 33\ 446\text{ kN}$ peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

TAB. 6.3-1

	$S_e(g)$	F
		(kN)
Forza Orizzontale SLD	0.044	1 472
Forza Orizzontale SLV	0.116	3 880
Forza Orizzontale SLC	0.124	4 147

6.3.2. Sisma Verticale

Le sollecitazioni dovute agli effetti sismici verticali sono state valutate per l'impalcato tramite una analisi modale con spettro di risposta volta a determinare le azioni verticali esercitate sul dispositivo di isolamento.

Si sono considerati nell'analisi le masse associate agli elementi strutturali, agli elementi di arredo stradale (permanenti portati) ed al 20% dei massimi carichi mobili ammissibili sull'impalcato.

Fig. 6.3-1 1° MODO VERTICALE

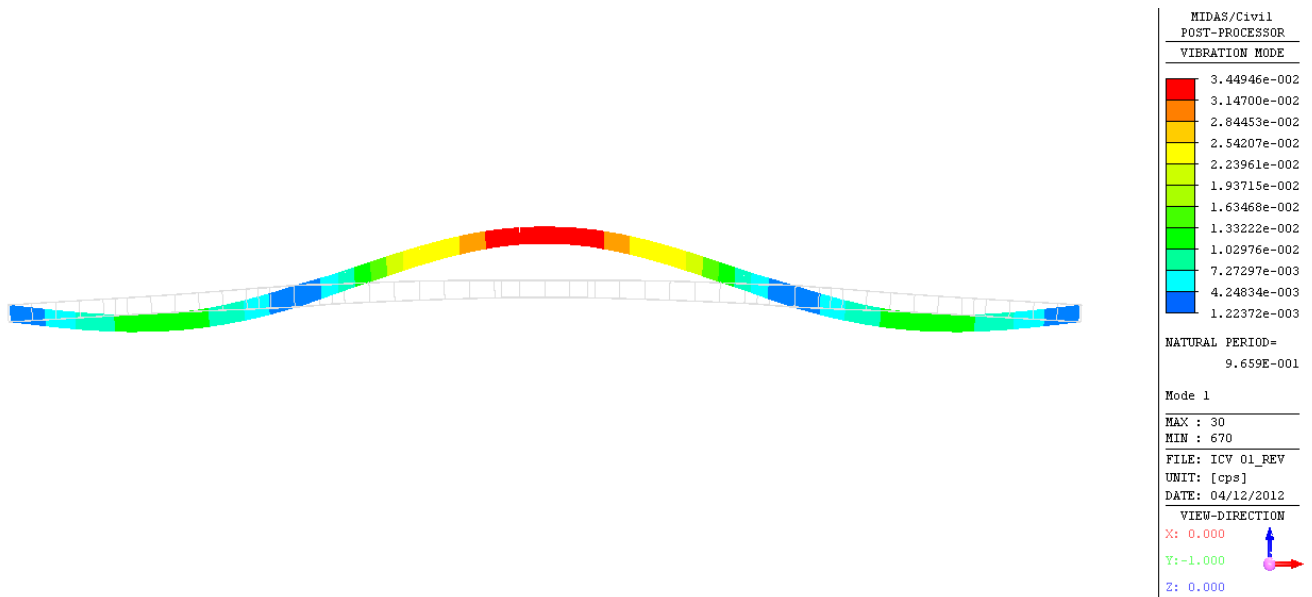


Fig. 6.3-2 3° MODO VERTICALE

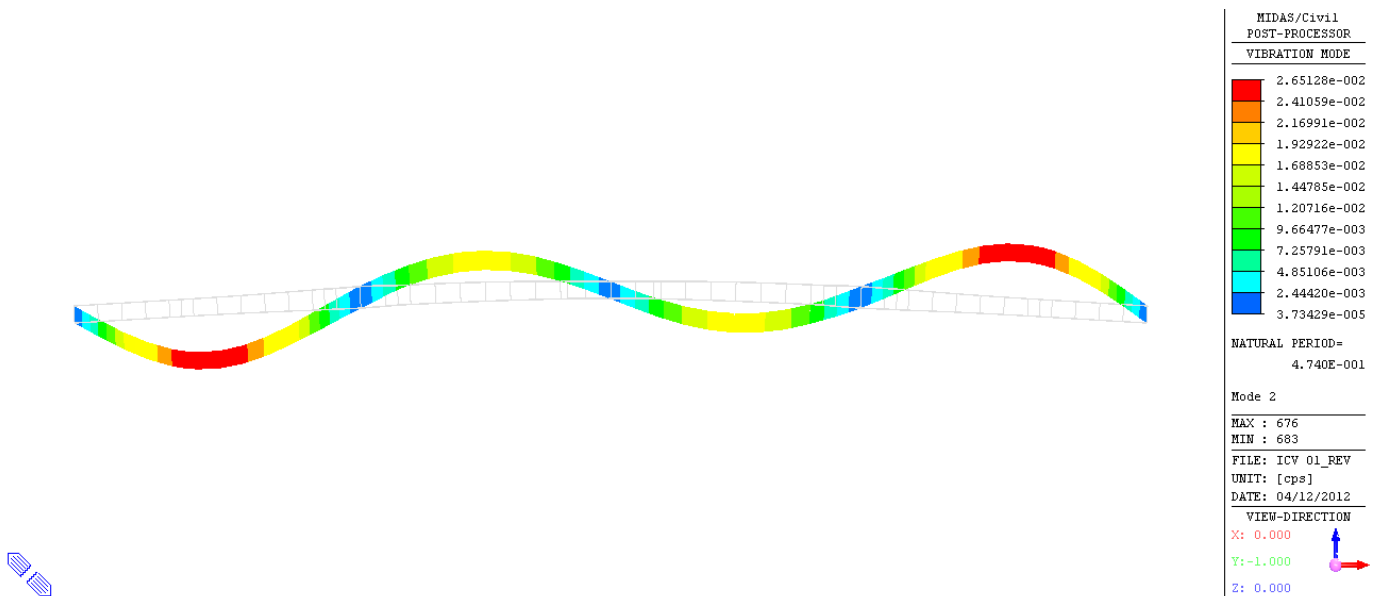
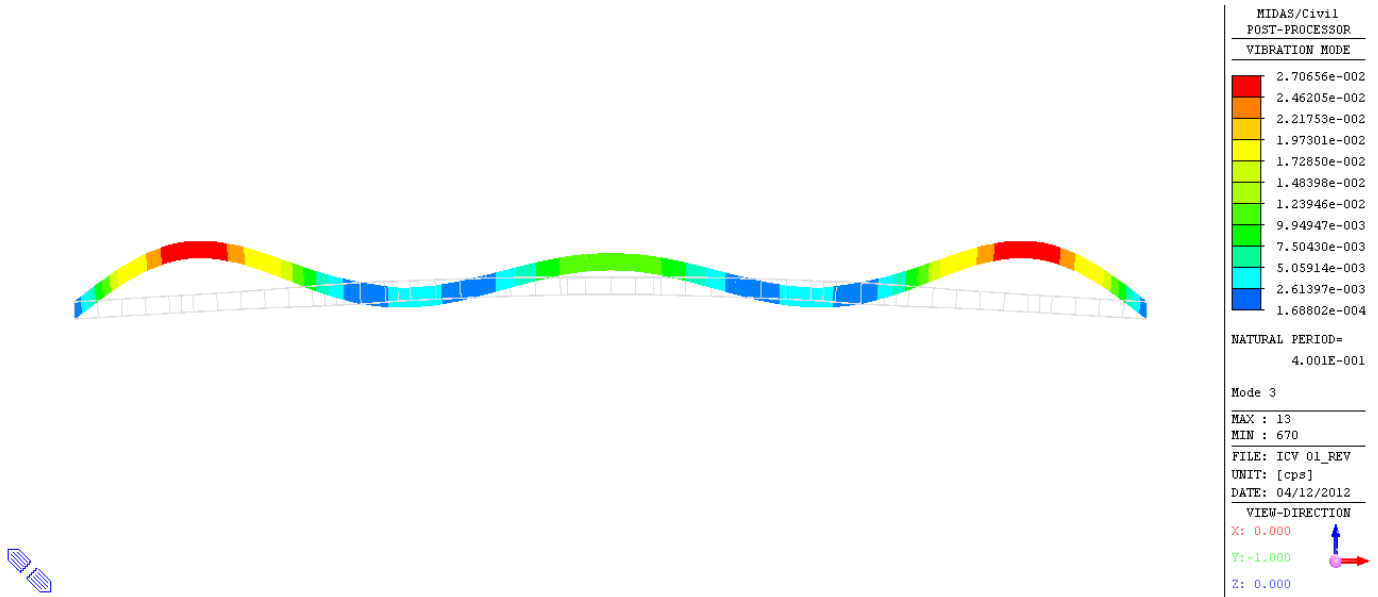


Fig. 6.3-3 3° MODO VERTICALE



Le reazioni nei vincoli imputate al sisma verticale, sono necessarie per determinare il funzionamento del sistema di isolamento poiché i parametri di rigidità dello stesso sono funzione del carico applicato.

Tali reazioni, per i tre stati limite considerati, valgono:

TAB. 6.3-2

	Spalle (kN)	Pile (kN)
FZ SLD	120	245
FZ SLV	463	947
FZ SLC	534	1 093

6.3.3. Azioni sismiche globali

Le azioni sismiche globali si ottengono dalla combinazione delle tre componenti spaziali dell'azione sismica. Poiché il comportamento del dispositivo di isolamento è influenzato dalla contemporanea presenza di una azione orizzontale e di una azione verticale, per ogni combinazione considerata si avrà una differente rigidezza efficace del sistema isolato.

A partire dalle azioni sismiche globali, si determinano le relative rigidezze efficaci del sistema isolato ed i conseguenti spostamenti sismici. Poiché l'impalcato si considera rigido nel piano orizzontale, tali spostamenti dovranno essere uguali per tutti gli appoggi. Conoscendo l'entità del carico verticale agente sulle singole sottostrutture, si riesce quindi a determinare la reazione orizzontale generata dal sistema di isolamento.

TAB. 6.3-3

Azioni Sismiche a SLD			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	33 446
Sisma Longitudinale (dir. X)	1 472	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	1 472	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	730

TAB. 6.3-4

Azioni Sismiche Globali a SLD				Spostamenti sismici a SLD			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLD_01	1 472	441	33 665	15.27	96	29	101
SLD_02	1 472	441	33 227	15.07	98	29	102
SLD_03	441	1 472	33 665	15.27	29	96	101
SLD_04	441	1 472	33 227	15.07	29	98	102
SLD_05	441	441	34 176	15.50	28	28	40
SLD_06	441	441	32 716	14.84	30	30	42

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 6.3-5

Azioni Sulle Sottostrutture SLD								
	Spalle SP1-SP2				Pile P1-P2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLD_01	2 536	111	33	116	14 297	625	187	652
SLD_02	2 464	109	33	114	14 150	627	188	654
SLD_03	2 536	33	111	116	14 297	187	625	652
SLD_04	2 464	33	109	114	14 150	188	627	654
SLD_05	2 620	34	34	48	14 468	187	187	264
SLD_06	2 380	32	32	45	13 978	189	189	267

TAB. 6.3-6

Azioni Sismiche a SLV			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	33 446
Sisma Longitudinale (dir. X)	3 880	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	3 880	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	2 820

TAB. 6.3-7

Azioni Sismiche Globali a SLV				Spostamenti sismici a SLV			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLV_01	3 880	1 164	34 292	15.55	249	75	260
SLV_02	3 880	1 164	32 600	14.79	262	79	274
SLV_03	1 164	3 880	34 292	15.55	75	249	260
SLV_04	1 164	3 880	32 600	14.79	79	262	274
SLV_05	1 164	1 164	36 266	16.45	71	71	100
SLV_06	1 164	1 164	30 626	13.89	84	84	118

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 6.3-8

Azioni Sulle Sottostrutture SLV								
	Spalle SP1-SP2				Pile P1-P2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLV_01	2 639	299	90	312	14 507	1 641	492	1714
SLV_02	2 361	281	84	293	13 939	1 659	498	1732
SLV_03	2 639	90	299	312	14 507	492	1 641	1714
SLV_04	2 361	84	281	293	13 939	498	1 659	1732
SLV_05	2 963	95	95	134	15 170	487	487	689
SLV_06	2 037	77	77	109	13 276	505	505	714

TAB. 6.3-9

Azioni Sismiche a SLC			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	33 446
Sisma Longitudinale (dir. X)	4 147	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	4 147	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	3 254

TAB. 6.3-10

Azioni Sismiche Globali a SLC				Spostamenti sismici a SLC			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLC_01	4 147	1 244	34 422	15.61	266	80	277
SLC_02	4 147	1 244	32 470	14.73	282	84	294
SLC_03	1 244	4 147	34 422	15.61	80	266	277
SLC_04	1 244	4 147	32 470	14.73	84	282	294
SLC_05	1 244	1 244	36 700	16.65	75	75	106
SLC_06	1 244	1 244	30 192	13.70	91	91	128

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 6.3-11

Azioni Sulle Sottostrutture SLC								
	Spalle SP1-SP2				Pile P1-P2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLC_01	2 660	321	96	335	14 551	1 753	526	1830
SLC_02	2 340	299	90	312	13 895	1 775	532	1853
SLC_03	2 660	96	321	335	14 551	526	1 753	1830
SLC_04	2 340	90	299	312	13 895	532	1 775	1853
SLC_05	3 034	103	103	145	15 316	519	519	734
SLC_06	1 966	81	81	115	13 130	541	541	765

6.3.4. Reazioni vincolari (FASE SISMICA)

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli delle spalle per le combinazioni sismiche (SLD, SLV e SLC).

TAB. 6.3-12 – REAZIONI A SLD

Spalle SP1-SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLD_01	55	17	1 268	55	17	1 268
SLD_02	55	16	1 232	55	16	1 232
SLD_03	17	55	1 268	17	55	1 268
SLD_04	16	55	1 232	16	55	1 232
SLD_05	17	17	1 310	17	17	1 310
SLD_06	16	16	1 190	16	16	1 190
ENV SLD (max)	55	55	1 310	55	55	1 310
ENV SLD (min)	-55	-55	1 190	-55	-55	1 190

TAB. 6.3-13 – REAZIONI A SLV

Spalle SP1-SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLV_01	149	45	1 319	149	45	1 319
SLV_02	140	42	1 181	140	42	1 181
SLV_03	45	149	1 319	45	149	1 319
SLV_04	42	140	1 181	42	140	1 181
SLV_05	48	48	1 482	48	48	1 482
SLV_06	39	39	1 019	39	39	1 019
ENV SLV (max)	149	149	1 482	149	149	1 482
ENV SLV (min)	-149	-149	1 019	-149	-149	1 019

TAB. 6.3-14 – REAZIONI A SLC

Spalle SP1-SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLC_01	160	48	1 330	160	48	1 330
SLC_02	149	45	1 170	149	45	1 170
SLC_03	48	160	1 330	48	160	1 330
SLC_04	45	149	1 170	45	149	1 170
SLC_05	51	51	1 517	51	51	1 517
SLC_06	41	41	983	41	41	983
ENV SLC (max)	160	160	1 517	160	160	1 517
ENV SLC (min)	-160	-160	983	-160	-160	983

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli delle pile per le combinazioni sismiche (SLD, SLV e SLC).

TAB. 6.3-15 – REAZIONI A SLD

Pile P1-P2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLD_01	312	94	7 148	312	94	7 148
SLD_02	313	94	7 075	313	94	7 075
SLD_03	94	312	7 148	94	312	7 148
SLD_04	94	313	7 075	94	313	7 075
SLD_05	93	93	7 234	93	93	7 234
SLD_06	94	94	6 989	94	94	6 989
ENV SLD (max)	313	313	7 234	313	313	7 234
ENV SLD (min)	-313	-313	6 989	-313	-313	6 989

TAB. 6.3-16 – REAZIONI A SLV

Pile P1-P2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLV_01	821	246	7 254	821	246	7 254
SLV_02	829	249	6 969	829	249	6 969
SLV_03	246	821	7 254	246	821	7 254
SLV_04	249	829	6 969	249	829	6 969
SLV_05	243	243	7 585	243	243	7 585
SLV_06	252	252	6 638	252	252	6 638
ENV SLV (max)	829	829	7 585	829	829	7 585
ENV SLV (min)	-829	-829	6 638	-829	-829	6 638

TAB. 6.3-17 – REAZIONI A SLC

Pile P1-P2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLC_01	877	263	7 275	877	263	7 275
SLC_02	887	266	6 948	887	266	6 948
SLC_03	263	877	7 275	263	877	7 275
SLC_04	266	887	6 948	266	887	6 948
SLC_05	260	260	7 658	260	260	7 658
SLC_06	271	271	6 565	271	271	6 565
ENV SLC (max)	887	887	7 658	887	887	7 658
ENV SLC (min)	-887	-887	6 565	-887	-887	6 565

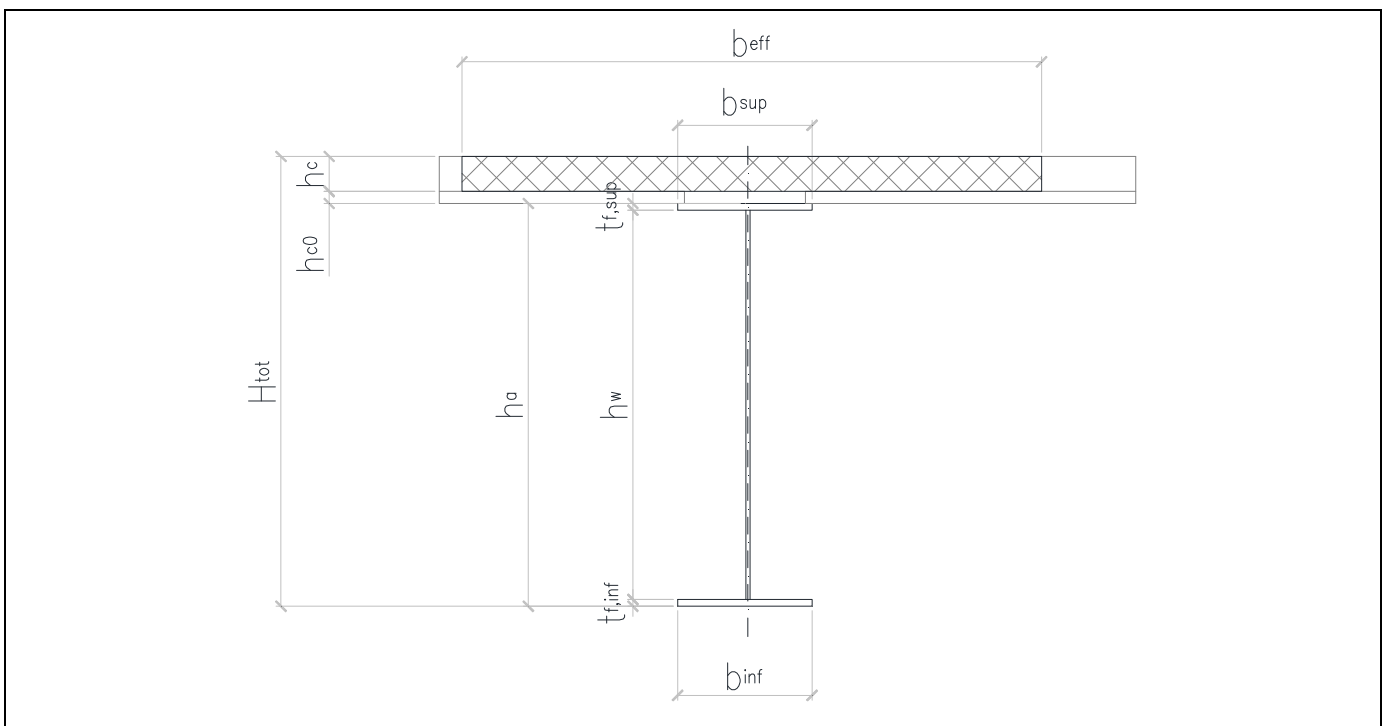
6.4. VERIFICHE

6.4.1. Verifiche di resistenza a SLU

La sezione dell'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC08, limitando quindi le deformazioni al limite elastico dei materiali. Le verifiche sono state effettuate per fasi distinguendo le sollecitazioni in base alla fase considerata, e sommando a valle le tensioni ottenute, in accordo al principio di sovrapposizione degli effetti nell'ipotesi di comportamento elastico lineare.

Nell'ambito delle verifiche della sezione composta è stato trascurato il contributo del calcestruzzo teso e parimenti trascurato il contributo dell'armatura compressa. L'azione tagliante verticale è stata considerata uniformemente distribuita sulle sole anime verticali delle travi. Lo stato tensionale complessivo degli elementi utilizzato come valore di confronto con la resistenza caratteristica del materiale, è stato espresso tramite tensioni ideali secondo il metodo di Von Mises.

Fig. 6.4-1 - CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TIPICA



Le verifiche, effettuate con l'ausilio di un foglio di calcolo, riportano i valori della sollecitazione nei punti notevoli della sezione determinate secondo la teoria elastica. In particolare sono riportate le tensioni riferite a:

- τ_{med} : tensione tangenziale media nell'anima;
- σ_N : tensione normale nella sezione dovuta all'azione assiale;
- $\sigma_{s, sup}$: tensione normale massima nella piattabanda superiore;
- $\sigma_{w, sup}$: tensione normale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, sup, id}$: tensione ideale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf}$: tensione normale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf, id}$: tensione ideale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{s, inf}$: tensione normale massima nella piattabanda inferiore;
- $\sigma_{1, c}$: tensione normale massima nella soletta in cls;
- $\sigma_{f, sup}$: tensione normale nello strato armature superiore;
- $\sigma_{f, inf}$: tensione normale nello strato armature inferiore.

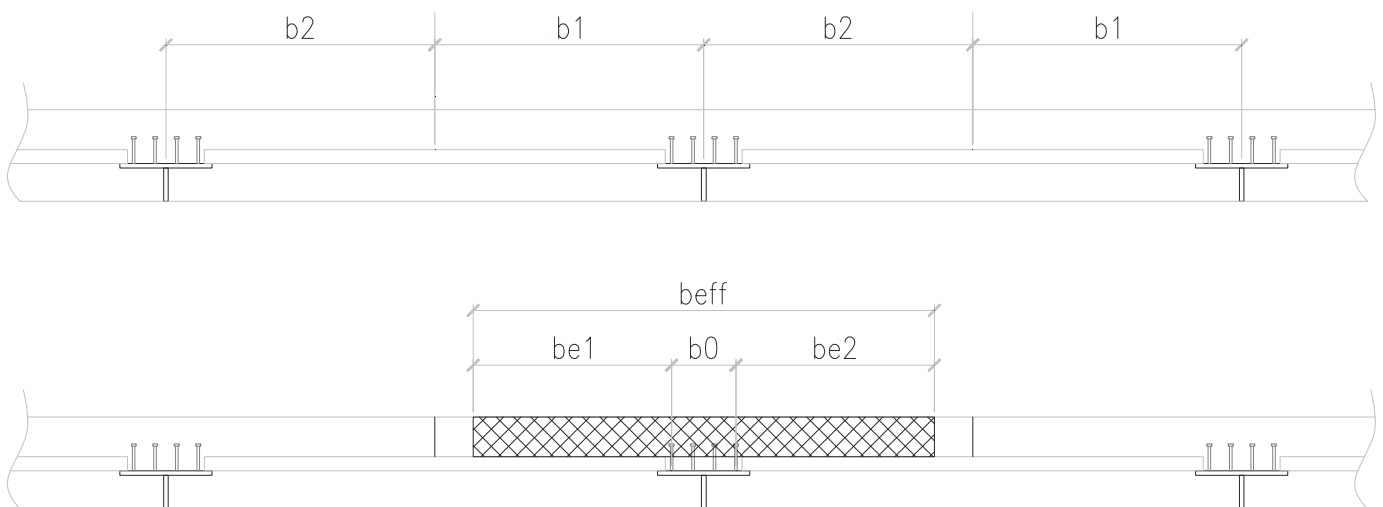
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

6.4.1.1. Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze efficaci vengono determinate per i soli diaframmi trasversali poiché la soletta non è stata considerata collaborante con le travi principali. Si considera ai fini delle verifiche la sola parte di soletta gettata in opera, trascurando la presenza della lastra tralicciata prefabbricata (predalle) considerata come cassero a perdere.

Fig. 6.4-2



6.4.1.2. Diaframmi trasversali – L = 12.90 m

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 1\ 666\ \text{mm}$$

larghezza disponibile 1

$$b_2 = 1\ 666\ \text{mm}$$

larghezza disponibile 2

$$b_0 = 400\ \text{mm}$$

distanza tra gli assi dei connettori

$$L_e = L = 12.90\ \text{m}$$

Luce equivalente

Si ottiene per la sezione di mezzzeria:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 1\ 466\ \text{mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 1\ 466\ \text{mm}$$

da cui:

$$b_{\text{eff},1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 3\ 333\ \text{mm}$$

Larghezza efficace

6.4.2. Verifica del concio C1

Di seguito è riportata la verifica del concio iniziale delle campate di riva (indicato nei disegni di progetto come concio C1).

TAB. 6.4-1 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

Dati geometrici sezione

h_w	2340 mm
b_{sup}	1000 mm
$t_{f,sup}$	50 mm
b_{inf}	1000 mm
$t_{f,inf}$	50 mm
t_w	30 mm
h_a	2440 mm

**TAB. 6.4-2 – VERIFICA DELLA SEZIONE
SLU**

Sezione Acciaio		
τ_{med}	19.9	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-142.7	N/mm ²
$\sigma_{w, sup}$	-136.8	N/mm ²
$\sigma_{w, sup, id}$	141.1	N/mm ²
$\sigma_{w, inf}$	136.8	N/mm ²
$\sigma_{w, inf, id}$	141.1	N/mm ²
$\sigma_{s, inf}$	142.7	N/mm ²

TAB. 6.4-3 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	1
Spessore Anima	30 mm
Distanza Irr. Verticali	3500 mm
Altezza Anima	2340 mm
σ_1	-136.8 N/mm ²
σ_2	136.8 N/mm ²
τ_m	19.9 N/mm ²
Pannello	1
Altezza	2340 mm
σ_1	-136.8 N/mm ²
Ψ_{σ_1}	1.37 N/mm ²
$\sigma_{cr, o}$	31.2 N/mm ²
Ψ	-1.00
α	1.50
K- σ	23.90
K- τ	5.70
σ_{cr}	745.6 N/mm ²
τ_{cr}	222.4 N/mm ²
σ_{cfr}	691.1 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	343.9 N/mm ²
σ_{id}	141.1 N/mm ²
β	0.80
K min	1.10
K pannello	2.44

6.4.3. Verifica del concio C2

Di seguito è riportata la verifica del concio intermedio delle campate di riva (indicato nei disegni di progetto come concio C2).

TAB. 6.4-4 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2850 mm
b_{sup}	1000 mm
$t_{f,sup}$	60 mm
b_{inf}	1000 mm
$t_{f,inf}$	60 mm
t_w	30 mm
h_a	2970 mm

**TAB. 6.4-5 – VERIFICA DELLA SEZIONE
 SLU**

Sezione Acciaio		
τ_{med}	60.3	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	248.1	N/mm ²
$\sigma_w sup$	238.1	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	260.0	N/mm ²
$\sigma_w inf$	-238.1	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	260.0	N/mm ²
$\sigma_{s, inf}$	-248.1	N/mm ²

TAB. 6.4-6 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	1
Spessore Anima	30 mm
Distanza Irr. Verticali	3500 mm
Altezza Anima	2850 mm
σ_1	-238.1 N/mm ²
σ_2	238.1 N/mm ²
τ_m	60.3 N/mm ²
Pannello	1
Altezza	2850 mm
σ_1	-238.1 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	2.38 N/mm ²
$\sigma_{cr, o}$	21.0 N/mm ²
Ψ	-1.00
α	1.23
K- σ	23.90
K- τ	6.39
σ_{cr}	502.6 N/mm ²
τ_{cr}	168.1 N/mm ²
σ_{cfr}	437.5 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	331.5 N/mm ²
σ_{id}	260.0 N/mm ²
β	0.80
K min	1.10
K pannello	1.27

6.4.4. Verifica del concio C3

Di seguito è riportata la verifica del concio di pila (indicato nei disegni di progetto come concio C3).

TAB. 6.4-7 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2960 mm
b_{sup}	1000 mm
$t_{r,sup}$	80 mm
b_{inf}	1000 mm
$t_{r,inf}$	80 mm
t_w	40 mm
h_a	3120 mm

**TAB. 6.4-8 – VERIFICA DELLA SEZIONE
 SLU**

Sezione Acciaio		
τ_{med}	58.6	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	261.2	N/mm ²
$\sigma_w sup$	247.8	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	267.8	N/mm ²
$\sigma_w inf$	-247.8	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	267.8	N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	-261.2	N/mm ²

TAB. 6.4-9 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	1
Spessore Anima	40 mm
Distanza Irr. Verticali	3500 mm
Altezza Anima	2960 mm
σ_1	-247.8 N/mm ²
σ_2	247.8 N/mm ²
τ_m	58.6 N/mm ²
Pannello	1
Altezza	2960 mm
σ_1	-247.8 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	2.48 N/mm ²
$\sigma_{cr, o}$	34.7 N/mm ²
Ψ	-1.00
α	1.18
K- σ	23.90
K- τ	6.56
σ_{cr}	828.4 N/mm ²
τ_{cr}	284.2 N/mm ²
σ_{cfr}	737.1 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	345.0 N/mm ²
σ_{id}	267.8 N/mm ²
β	0.80
K min	1.10
K pannello	1.29

6.4.5. Verifica del concio C4

Di seguito è riportata la verifica del concio intermedio della campata centrale (indicato nei disegni di progetto come concio C4).

TAB. 6.4-10 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2690 mm
b_{sup}	1000 mm
$t_{f,sup}$	60 mm
b_{inf}	1000 mm
$t_{f,inf}$	60 mm
t_w	40 mm
h_a	2810 mm

**TAB. 6.4-11 – VERIFICA DELLA SEZIONE
SLU**

Sezione Acciaio		
τ_{med}	57.4	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	209.6	N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	200.7	N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	223.9	N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	-200.7	N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	223.9	N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	-209.6	N/mm ²

TAB. 6.4-12 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	1
Spessore Anima	40 mm
Distanza Irr. Verticali	3500 mm
Altezza Anima	2810 mm
σ_1	-200.7 N/mm ²
σ_2	200.7 N/mm ²
τ_m	57.4 N/mm ²
Pannello	1
Altezza	2810 mm
σ_1	-200.7 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	2.01 N/mm ²
$\sigma_{cr, o}$	34.7 N/mm ²
Ψ	-1.00
α	1.18
K- σ	23.90
K- τ	6.56
σ_{cr}	828.4 N/mm ²
τ_{cr}	284.2 N/mm ²
σ_{cfr}	710.1 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	344.4 N/mm ²
σ_{id}	224.0 N/mm ²
β	0.80
K min	1.10
K pannello	1.54

6.4.6. Verifica del concio C5

Di seguito è riportata la verifica del concio di mezzeria della campata centrale (indicato nei disegni di progetto come concio C5).

TAB. 6.4-13 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2270 mm
b_{sup}	1000 mm
$t_{f,sup}$	70 mm
b_{inf}	1000 mm
$t_{f,inf}$	70 mm
t_w	40 mm
h_a	2410 mm

**TAB. 6.4-14 – VERIFICA DELLA SEZIONE
SLU**

Sezione Acciaio		
τ_{med}	12.3	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-288.1	N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-271.3	N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	272.2	N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	271.3	N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	272.2	N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	288.1	N/mm ²

TAB. 6.4-15 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

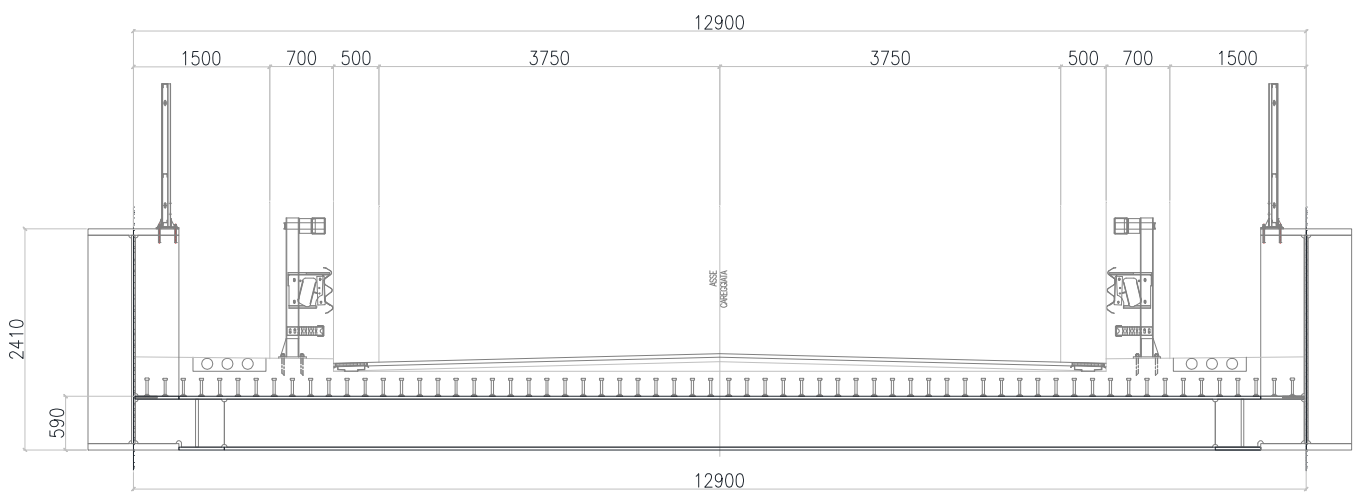
Num. Pannelli	1
Spessore Anima	40 mm
Distanza Irr. Verticali	3500 mm
Altezza Anima	2270 mm
σ_1	-271.3 N/mm ²
σ_2	271.3 N/mm ²
τ_m	12.3 N/mm ²
Pannello	1
Altezza	2270 mm
σ_1	-271.3 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	2.71 N/mm ²
$\sigma_{cr, o}$	58.9 N/mm ²
Ψ	-1.00
α	1.54
K- σ	23.90
K- τ	5.62
σ_{cr}	1408.5 N/mm ²
τ_{cr}	413.9 N/mm ²
σ_{cfr}	1396.3 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	351.4 N/mm ²
σ_{id}	272.1 N/mm ²
β	0.80
K min	1.10
K pannello	1.29

6.4.7. Verifica diaframmi

6.4.7.1. Verifica del diaframma della sezione di mezzeria

Di seguito è riportata la verifica dei diaframmi trasversali. La verifica viene effettuata per il diaframma in mezzeria della campata centrale che ha un'altezza minore rispetto agli altri.

FIG. 6.4-3 DIAFRAMMA TRASVERSALE SEZIONE DI MEZZERIA



TAB. 6.4-16 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	530 mm
b_{sup}	400 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
b_{inf}	600 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
t_w	30 mm
h_a	590 mm
B_c	3333 mm
h_c	220 mm
h_{c0}	60 mm
H_{tot}	870 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	16
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	3217 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	16
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	3217 mm ²

TAB. 6.4-17 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_\infty$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	0 kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	847 kNm	M_{DL2}	409 kNm	M_{LL}	2848 kNm	M_{DL2}	409 kNm
V_{SW+DL1}	0 kN	V_{DL2}	0 kN	V_{LL}	500 kN	V_{DL2}	0 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	0.0 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²	τ_{med}	31.4 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-105.9 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	0.9 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	6.5 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-5.3 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-96.3 N/mm ²	$\sigma_w sup$	2.0 N/mm ²	$\sigma_w sup$	14.0 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-3.8 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	96.3 N/mm ²	$\sigma_w sup, id$	2.0 N/mm ²	$\sigma_w sup, id$	56.2 N/mm ²	$\sigma_w sup, id$	3.8 N/mm ²
$\sigma_w inf$	72.9 N/mm ²	$\sigma_w inf$	21.1 N/mm ²	$\sigma_w inf$	147.1 N/mm ²	$\sigma_w inf$	23.2 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	72.9 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	21.1 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	156.9 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	23.2 N/mm ²
$\sigma_s inf$	82.5 N/mm ²	$\sigma_s inf$	22.2 N/mm ²	$\sigma_s inf$	154.7 N/mm ²	$\sigma_s inf$	24.7 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-1.4 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-9.9 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-1.0 N/mm ²
		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
		$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

TAB. 6.4-18 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : $t=0$ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-105.9 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-96.3 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	96.3 N/mm ²
$\sigma_w inf$	72.9 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	72.9 N/mm ²
$\sigma_s inf$	82.5 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: $t=t_0$ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	31.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-98.5 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-80.3 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	97.0 N/mm ²
$\sigma_w inf$	241.2 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	247.3 N/mm ²
$\sigma_s inf$	259.4 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-11.3 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

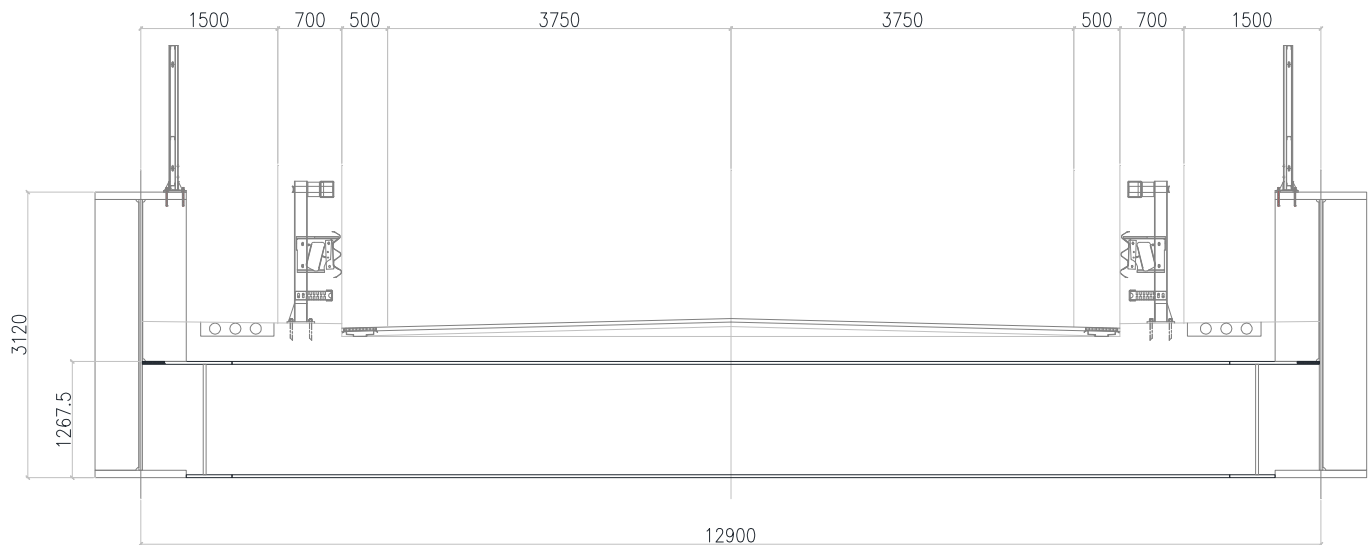
Ver. Fe-Cls: $t=t_\infty$ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	31.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-104.8 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-86.1 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	101.9 N/mm ²
$\sigma_w inf$	243.3 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	249.3 N/mm ²
$\sigma_s inf$	261.9 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-10.9 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

6.4.7.2. Verifica del diaframma di pila

Di seguito è riportata la verifica del diaframma di pila.

FIG. 6.4-4 DIAFRAMMA TRASVERSALE SEZIONE DI PILA



TAB. 6.4-19 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	1200 mm
b_{sup}	600 mm
$t_{f, sup}$	30 mm
b_{inf}	600 mm
$t_{f, inf}$	30 mm
t_w	30 mm
h_a	1260 mm
B_c	3333 mm
h_c	220 mm
h_{c0}	60 mm
H_{tot}	1540 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	15
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi, tot}^{sup}$	3016 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	15
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi, tot}^{inf}$	3016 mm ²

TAB. 6.4-20 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	932 kNm	M_{DL2}	429 kNm	M_{LL}	2946 kNm	M_{DL2}	429 kNm
V_{SW+DL1}	0 kN	V_{DL2}	0 kN	V_{LL}	844 kN	V_{DL2}	0 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	0.0 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²	τ_{med}	23.4 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-32.5 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-1.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-8.8 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-4.5 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-30.9 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-1.0 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-6.9 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-4.1 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	30.9 N/mm ²	$\sigma_w sup, id$	1.0 N/mm ²	$\sigma_w sup, id$	41.2 N/mm ²	$\sigma_w sup, id$	4.1 N/mm ²
$\sigma_w inf$	30.9 N/mm ²	$\sigma_w inf$	10.0 N/mm ²	$\sigma_w inf$	68.7 N/mm ²	$\sigma_w inf$	11.0 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	30.9 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	10.0 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	79.8 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	11.0 N/mm ²
$\sigma_s inf$	32.5 N/mm ²	$\sigma_s inf$	10.3 N/mm ²	$\sigma_s inf$	70.6 N/mm ²	$\sigma_s inf$	11.4 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-0.6 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-4.1 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-0.4 N/mm ²
		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
		$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

TAB. 6.4-21 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : $t=0$ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-32.5 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-30.9 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	30.9 N/mm ²
$\sigma_w inf$	30.9 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	30.9 N/mm ²
$\sigma_s inf$	32.5 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: $t=t_0$ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	23.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-42.6 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-38.9 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	56.2 N/mm ²
$\sigma_w inf$	109.6 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	116.9 N/mm ²
$\sigma_s inf$	113.4 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-4.7 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: $t=t_{\infty}$ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	23.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-45.8 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-42.0 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	58.4 N/mm ²
$\sigma_w inf$	110.7 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	117.9 N/mm ²
$\sigma_s inf$	114.5 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-4.5 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

6.5. SOLETTA

Il presente paragrafo riguarda il calcolo delle predalles e della soletta. La soletta è ordita in senso longitudinale ed è realizzata utilizzando lastre prefabbricate in calcestruzzo tipo predalle collaboranti che costituiscono una casseratura auto-portante con tralicci metallici elettro-saldati; in seguito, è disposto un getto di completamento avente spessore variabile (da 280 a 360 mm).

- Le Predalles hanno spessore 90 mm e larghezza 2.40 m. La luce (massima) è pari a 3.5 m (interasse traversi). Ogni predalle ha n°6 tralicci di altezza 150 mm; corrente inferiore: 2Ø16; corrente superiore: 1Ø26; staffe Ø10/200. L'armatura del traliccio ha la funzione esclusiva di resistere alle sollecitazioni di 1a Fase. Oltre all'armatura del traliccio la lastra contiene un'armatura che ha la funzione di resistere alle sollecitazioni di 2a Fase.
- La Soletta ha spessore variabile (incluso Predalle) da 280 a 360 mm. E' ordita nel senso longitudinale del Viadotto. Prudenzialmente nella presente Fase progettuale essa non è stata considerata come collaborante nel calcolo della struttura in acciaio.

Si considerano le seguenti tre fasi di carico:

Fase I: Getto della soletta

Le lastre predalle sono posate sui traversi posti ad interasse di 3.5 m con schema di trave in semplice appoggio (di larghezza pari alla larghezza delle lastre, 2.4 m) su ogni trasverso. Ciascuna predalle sostiene se stessa e il getto.

Fase II: Inserimento elementi di arredo (pavimentazione)

Lo schema statico è di trave continua (di larghezza unitaria) appoggiata sui traversi, costituita dall'intero spessore di soletta (per le verifiche strutturali si utilizza lo spessore minimo pari a 280 mm); i carichi in gioco sono i permanenti portati. Nello specifico, supponendo di dimensionare la zona centrale posta all'interno delle travi longitudinali, il peso permanente portato è dato solamente dalla pavimentazione.

Fase III: Transito carichi mobili da traffico.

Lo schema statico è di trave continua (di larghezza unitaria) appoggiata sui traversi; i carichi sono i sovraccarichi accidentali dovuti al transito dei veicoli.

Le lastre sono inoltre discontinue in corrispondenza delle piattabande superiori dei traversi sottostanti al fine di consentire la disposizione dei connettori tipo Nelson.

Una volta disposte le lastre prefabbricate, si procede alla posa dell'armatura longitudinale calcolata e di quella trasversale.

6.5.1. Predalles (1° fase)

Si prende in conto il getto di spessore massimo (360-90 = 270 mm)

6.5.1.1. Analisi dei carichi e Sollecitazioni

- Peso Lastra: $25 \cdot 2.4 \cdot 0.09 = 5.40$ kN/m
- Peso getto: $26 \cdot (0.36 - 0.09) \cdot 2.4 = 16.85$ kN/m
- Sovraccarico: $1.5 \cdot 2.4 = 3.6$ kN/m

Carico totale: $1.35 \cdot (5.4 + 16.85) + 1.50 \cdot 3.6 = 35.4$ kN/m

$$M_{sd} = 35.4 \cdot 3.5^2 / 8 = 54.2 \text{ kNm}$$

6.5.1.2. Verifiche

CORRENTE TESO

$$n^\circ \text{ barre: } 6 \cdot 2 = 12 \text{ } \varnothing 16$$

$$\text{Trazione singola barra : } N_{Ed} = 54.2 / (12 \cdot 0.15) = 30.1 \text{ kN}$$

$$\text{Area barra } \varnothing 16: 201 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 201 \cdot 391.3 = 78.6 \text{ kN} > N_{Ed}$$

CORRENTE COMPRESSO

$$n^\circ \text{ barre : } 6 \text{ } \varnothing 20$$

$$\text{Compressione singola barra : } N_{Ed} = 54.2 / (6 \cdot 0.15) = 60.2 \text{ kN}$$

$$\text{Area barra } \varnothing 20: 314 \text{ mm}^2$$

$$L_0 = 200 \text{ mm} ; I = 7854 \text{ mm}^4 \rightarrow \rho = 5 \text{ mm} \rightarrow \lambda = 200/5 = 40$$

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L_0^2 = 406960 \text{ N} \rightarrow \lambda'' = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = 0.55$$

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda'' - 0.2) + \lambda''^2] ; \alpha = 0.34 \rightarrow \phi = 0.71$$

$$\chi = [\phi + (\phi^2 - \lambda''^2)^{0.5}]^{-0.1} = 0.86 \leq 1 ;$$

$$N_{Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_M ; \gamma_M = 1.15 \rightarrow N_{Rd} = 92 \text{ kN} > N_{Ed}$$

NOTA – Esperienze di laboratorio hanno mostrato che il comportamento del corrente compresso non è quello usualmente assunto: la lunghezza libera d'inflessione è superiore alla distanza delle staffe. Il comportamento effettivo è quello di un'asta compressa irrigidita da vincoli trasversali elastici (staffe) e soggetta ad un andamento dello sforzo normale parabolico (come quello del momento flettente).

Il problema verrà trattato nei dettagli in una successiva fase progettuale.

Al momento si conduce comunque una verifica aumentando sia la luce libera di inflessione (400 mm) sia il diametro del corrente ($\varnothing 26$): l'analisi resta non perfettamente corretta, ma si aumenta comunque il fattore di sicurezza.

n°barre : 6

Compressione singola barra : $N_{Ed} = 54.2 / (6 \cdot 0.15) = 60.2$ kN

Area barra $\varnothing 20$: 531 mm²

$L_0 = 400$ mm ; $I = 22431$ mm⁴ $\rightarrow \rho = 6.5$ mm $\rightarrow \lambda = 400 / 6.5 = 61.5$

$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L_0^2 = 290568$ N $\rightarrow \lambda'' = (A \cdot f_{yk} / N_{cr})^{0.5} = 0.85$

$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda'' - 0.2) + \lambda''^2]$; $\alpha = 0.34 \rightarrow \phi = 0.97$

$\chi = [\phi + (\phi^2 - \lambda''^2)^{0.5}]^{-0.1} = 0.70 \leq 1$;

$N_{Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_M$; $\gamma_M = 1.0 \rightarrow N_{Rd} = 144597$ N $> N_{Ed}$

6.5.2. Soletta (2° fase)

Si riporta la verifica della soletta riferita alla sezione corrente tipo.

Lo schema statico è di trave continua (di larghezza unitaria) appoggiata sui traversi, costituita dall'intero spessore di soletta (per le verifiche strutturali si utilizza lo spessore minimo pari a 280 mm).

I carichi in gioco sono i permanenti portati. Nello specifico, supponendo di dimensionare la zona centrale della carreggiata, il peso permanente portato è dato solamente dalla pavimentazione (si trascura quindi la zona a spessore maggiore comprendente i cordoli).

Si assume uno spessore minimo pari a 0.10 m:

- $q = 25 \cdot 0.10 = 2.5$ kN/m, si assume 3.0 kN/m

Supponendo uno schema di trave continua a più campate con luce pari a 3.5 m, si ottengono i seguenti valori per le sezioni correnti (valori non fattorizzati):

$$M^+ \approx q \cdot L^2 / 13 = 3.0 \cdot 3.5^2 / 13 = 3.0 \text{ kNm/m}$$

$$M \approx q \cdot L^2 / 9.3 = -3.0 \cdot 3.5^2 / 9.3 = -4.0 \text{ kNm/m}$$

$$V \approx 0.5 \cdot q \cdot L = 0.5 \cdot 3.0 \cdot 3.5 = 5.3 \text{ kN/m}$$

6.5.3. Soletta (3° fase)

Coerentemente con quanto indicato al par. 5.1.3.3.3 delle NTC08, le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

Schema di carico 1: Da assumere per le verifiche globali e locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Impronta: 0.4x0.4m.

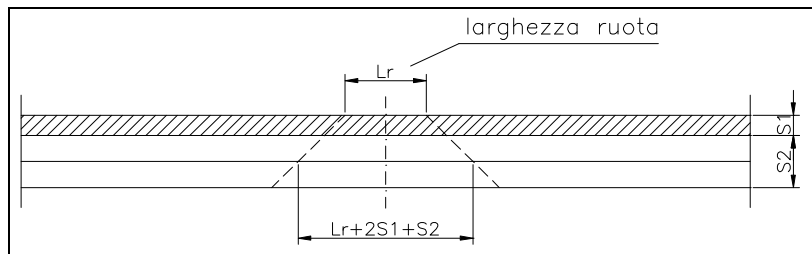
Schema di carico 2: Singolo asse applicato su specifiche impronte 0.6x0.35 m (il lato 0.6 m è perpendicolare all'asse longitudinale dell'impalcato). Carico asse di 200x2 = 400 kN.

Qualora sia più gravoso, si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

6.5.3.1. Larghezze collaboranti in corrispondenza dei carichi concentrati

Si considera una diffusione dell'impronta a 45° attraverso la pavimentazione e fino alla mezzera della soletta.

Fig. 6.5-1



Schema di carico 1

$L_{rt} = \text{larghezza impronta carico in dir. trasversale (ruota)} = 0.40 \text{ m}$

$L_{rl} = \text{larghezza impronta carico in dir. longitudinale (ruota)} = 0.40 \text{ m}$

$s_1 = \text{spessore del manto di usura} = 0.10 \text{ m}$

$s_2 = \text{spessore medio getto di cls} = (0.28 + 0.36) / 2 = 0.32 \text{ m}$

$$L_{coll,t} = L_{coll,l} = L_{rt} + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot s_2 / 2 = 0.4 + 2 \cdot 0.1 + 2 \cdot 0.32 / 2 = 0.92 \text{ m}$$

Schema di carico 2

Lrt = larghezza impronta carico in dir. trasversale (ruota) = 0.60 m

Lrl = larghezza impronta carico in dir. longitudinale (ruota) = 0.35 m

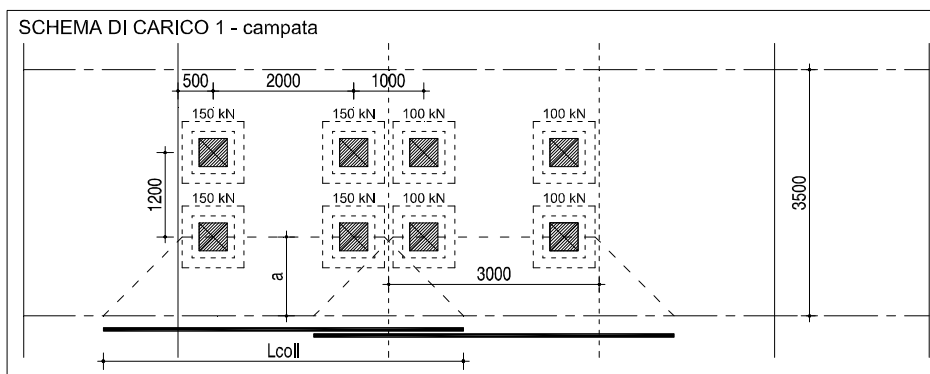
$$L_{coll,t} = Lrt + 2*s1 + 2*s2/2 = 0.60 + 2*0.1 + 2*0.32/2 = 1.12 \text{ m}$$

$$L_{coll,l} = Lrl + 2*s1 + 2*s2/2 = 0.35 + 2*0.1 + 2*0.32/2 = 0.87 \text{ m}$$

6.5.3.2. Larghezze collaboranti in direzione longitudinale

Schema di carico 1: Campata – Momento flettente positivo

Fig. 6.5-2



Si dispongono gli assi in modo tale da ottenere le massime sollecitazioni (a mezzo di linee di influenza).

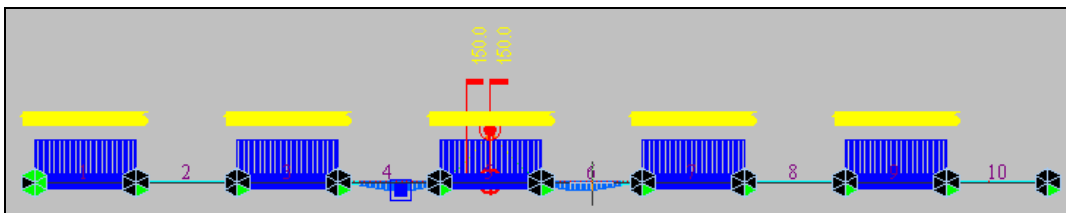
Lrt = larghezza impronta carico in dir. trasversale (ruota) = 0.4 m

s1 = spessore del manto di usura = 0.10 m

s2 = spessore getto di cls = 0.32 m

a = 1.75 m (vedi figura sotto)

Fig. 6.5-3

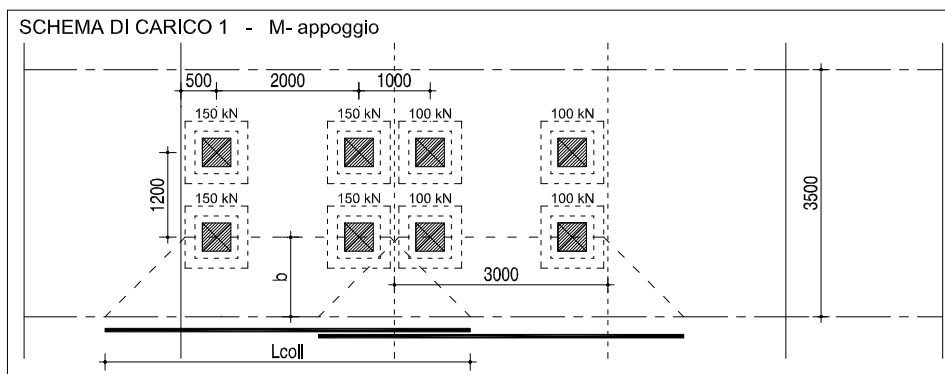


$$L_{coll} = 2+2*[Lr/2+s1+s2/2]+2*a = 2+2*[0.4/2+0.1+0.32/2]+2*1.75 = 6.42 \text{ m}$$

Si suppone, a favore di sicurezza, che siano sovrapposte contemporaneamente le due corsie più gravose con assi da 300 kN e 200 kN ed il carico distribuito in posizione tale da massimizzare la sollecitazione in oggetto.

Schema di carico 1: Appoggio su traverso – Momento flettente negativo

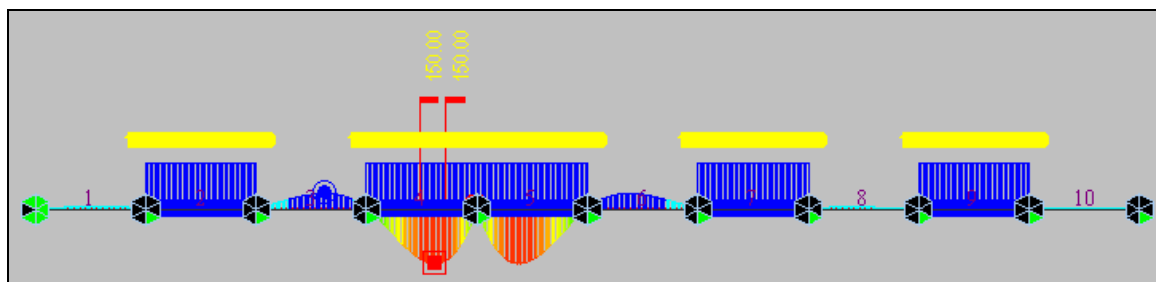
Fig. 6.5-4



Si dispongono gli assi in modo tale da ottenere le massime sollecitazioni (a mezzo di linee di influenza).

$$b = 0.90 \text{ m (vedi figura sotto)}$$

Fig. 6.5-5



$$L_{coll} = 2+2*[Lr/2+s1+s2/2]+2*b = 2+2*[0.4/2+0.1+0.32/2]+2*0.9 = 4.72 \text{ m}$$

Si suppone che siano sovrapposte contemporaneamente le due corsie più gravose con assi da 300 kN e 200 kN.

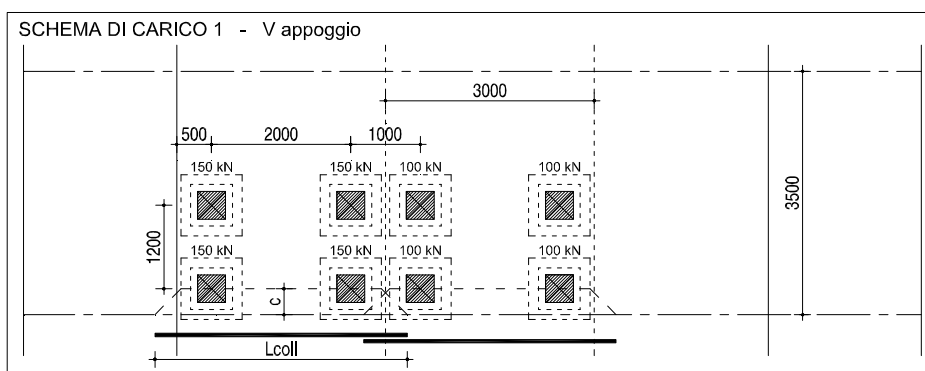
Per quanto riguarda i carichi distribuiti si utilizza il valore associato al tandem maggiore: 9 kN/m² ed il carico distribuito in posizione tale da massimizzare la sollecitazione in oggetto.

Schema di carico 1: Appoggio su traverso – Taglio massimo

Si dispone la forza ad una distanza pari alla semi-larghezza della piattabanda superiore del traverso ($400/2 = 200$ mm) + la semi-larghezza dell'impronta di carico ($400/2 = 200$ mm), quindi a 0.4 m dall'asse trave.

$c = 0.4$ m (vedi figura sotto)

Fig. 6.5-6



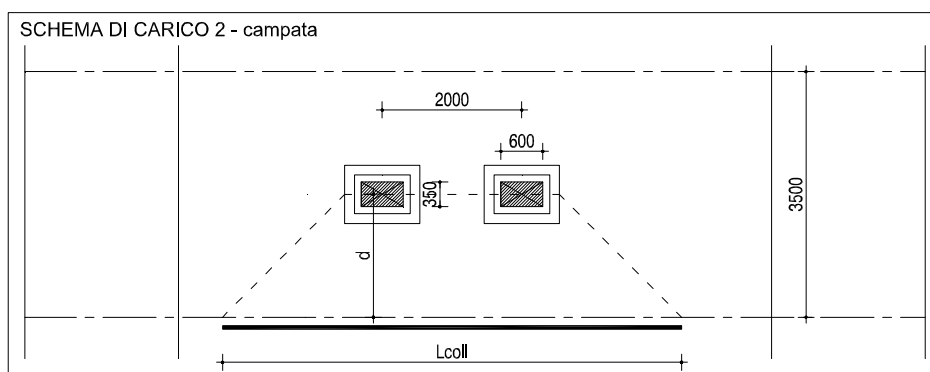
$$L_{coll} = 2 + 2 * [Lr/2 + s1 + s2/2] + 2 * c = 2 + 2 * [0.4/2 + 0.1 + 0.32/2] + 2 * 0.4 = 3.72 \text{ m}$$

Si suppone che sia presente solamente la corsia più gravosa con assi da 300 kN.

Per quanto riguarda i carichi distribuiti si utilizza il valore associato al tandem maggiore: 9 kN/m^2 ed il carico distribuito in posizione tale da massimizzare la sollecitazione in oggetto.

Schema di carico 2: Campata – Momento flettente positivo

Fig. 6.5-7



Si dispongono gli assi in modo tale da ottenere le massime sollecitazioni.

L_{rt} = larghezza impronta carico in dir. trasversale (ruota) = 0.6 m

s_1 = spessore del manto di usura = 10 cm

s_2 = spessore getto di cls = 32 cm

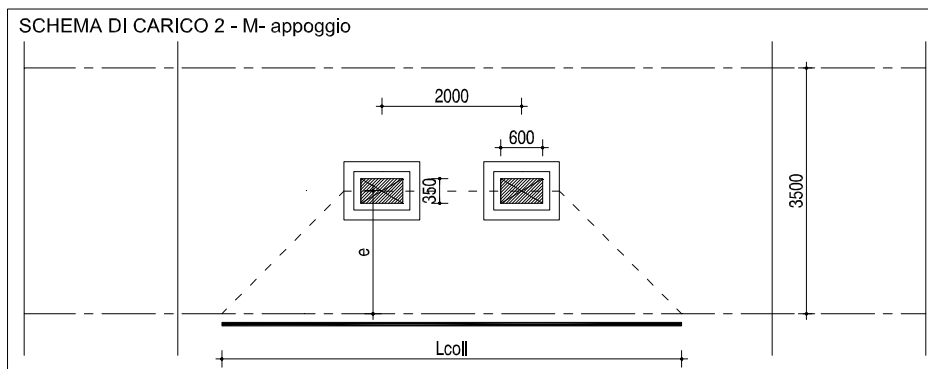
d = 1.75 m

$L_{coll} = 2+2*[L_{rt}/2+s_1+s_2/2]+2*d = 2+2*[0.6/2+0.1+0.32/2]+2*1.75 = 6.62$ m

Schema di carico 2: Appoggio su traverso – Momento flettente negativo

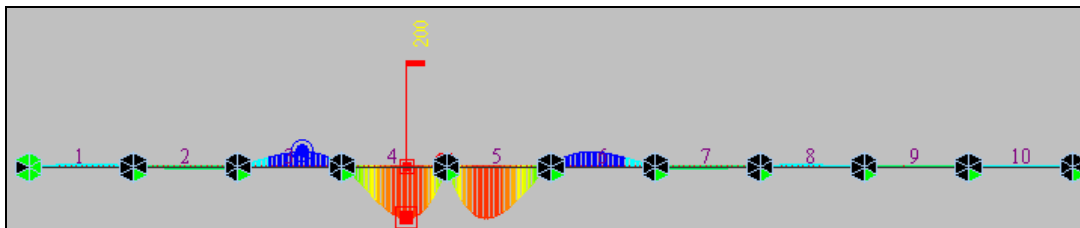
Si dispongono gli assi in modo tale da ottenere le massime sollecitazioni (a mezzo di linee di influenza).

Fig. 6.5-8



$e = 2.2$ m (vedi figura sotto)

Fig. 6.5-9



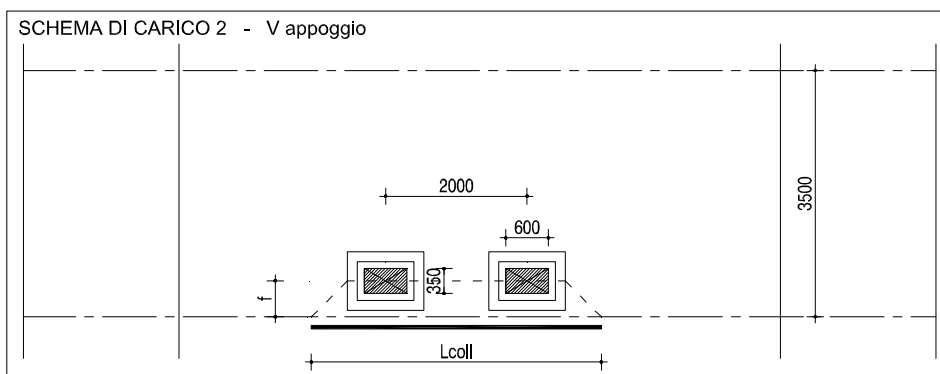
$L_{coll} = 2+2*[L_{rt}/2+s_1+s_2/2]+2*c = 2+2*[0.6/2+0.1+0.32/2]+2*2.2 = 7.52$ m

Schema di carico 1: Appoggio su traverso – Taglio massimo

Si dispone la forza ad una distanza pari alla semi-larghezza della piattabanda superiore del traverso (400/2 = 200 mm) + la semi-larghezza dell'impronta di carico (350/2 = 175 mm), quindi a 0.38 m dall'asse trave.

$$f = 0.48 \text{ m (vedi figura sotto)}$$

Fig. 6.5-10



$$L_{coll} = 2 + 2 * [Lr/2 + s1 + s2/2] + 2 * f = 2 + 2 * [0.6/2 + 0.1 + 0.32/2] + 2 * 0.48 = 4.1 \text{ m}$$

6.5.4. Sollecitazioni (3° fase)

Le sollecitazioni non sono fattorizzate.

Schema di carico 1

Campata – M+ $M_{sd} = (1 * 243 + 0.67 * 243) / L_{coll} = 406 / 6.42 = 63 \text{ kNm/m}$

Appoggio su traverso – M- $M_{sd} = (1 * 190 + 0.67 * 190) / L_{coll} = -317 / 4.72 = -67 \text{ kNm/m}$

Appoggio su traverso – V $V_{sd} = (1 * 620) / L_{coll} = 562 / 3.72 = 151 \text{ kN/m}$

Schema di carico 2

Campata – M+ $M_{sd} = 230 / L_{coll} = 342 / 6.62 = 52 \text{ kNm/m}$

Appoggio su traverso – M- $M_{sd} = -120 / L_{coll} = -120 / 7.52 = -16 \text{ kNm/m}$

Appoggio su traverso – V $V_{sd} = 400 / L_{coll} = 400 / 4.1 = 98 \text{ kN/m}$

Lo schema di carico 2 genera sollecitazioni inferiori per cui non viene considerato.

6.5.5. Altre azioni

Vento

In questo caso, l'azione del vento sulla soletta è reputata trascurabile poiché non sono presenti barriere fonoassorbenti ma solamente il sicurvia.

Urto del veicolo in svio

In questa fase di Progettazione non si considera tale azione in quanto la soletta non è a sbalzo (essendo ordita longitudinalmente e all'interno delle travi longitudinali).

6.5.6. Combinazioni di carico

In accordo con i paragrafi. 2.5.3 e 5.1.3.12 di NTC08, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per le sollecitazioni longitudinali:

- **Comb. SLU**

Fase II x 1.5 + Carichi mobili (Schema 1) x 1.35

- **Comb. frequente (SLE): SLE-fr**

Fase II x 1.0 + Carichi mobili x 0.75

- **Comb. quasi permanente (SLE): SLE-qp**

Fase II x 1.0 + Carichi mobili x 0

In forma tabellare si ha:

Coeff. di Comb.	Fase II	Mobili Schema 1
STR-1	1.5	1.35
SLE-fr-1	1.0	0.75
SLE-qp	1.0	0

6.5.7. Riassunto sollecitazioni

Le sollecitazioni complessive sono di seguito riportate.

SLU

Campata – M+: $Msd = 1.5 \cdot 3.0 + 1.35 \cdot 63 = 90 \text{ kNm/m}$

Appoggio su traverso – M-: $Msd = 1.5 \cdot 4.0 + 1.35 \cdot 67 = -96 \text{ kNm/m}$

Appoggio su traverso – V: $Vsd = 1.5 \cdot 5.3 + 1.35 \cdot 151 = 212 \text{ kNm/m}$

SLE (frequente)Campata – M+: $Msd = 1.0 \cdot 3.0 + 0.75 \cdot 63 = 50 \text{ kNm/m}$ Appoggio su traverso – M-: $Msd = 1.0 \cdot 4.0 + 0.75 \cdot 67 = -54 \text{ kNm/m}$ **6.5.8. Verifiche**

Nelle verifiche si utilizzano i seguenti ricoprimenti: $c_{sup} = 60 \text{ mm}$, $c_{inf} = 35 \text{ mm}$ e spessore totale soletta pari a 280 mm, calcestruzzo C32/40 e acciaio B450C.

Verifiche SLUMomento negativo in appoggio traversoArmatura superiore: $1\phi 16/200 + 1\phi 16/200$ ($A_s = 2010 \text{ mm}^2$)Armatura inferiore: $1\phi 16/200$ ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$)Si ottiene: $Mrd = -148 \text{ kNm/m} < Msd = -96 \text{ kNm/m}$ $Vsd = 212 \text{ kN/m}$ $VRsd = 262 \text{ kN/m}$ (considerando l' armatura dei tralicci $\phi 10$) $VRcd = 1363 \text{ kN/m}$ Momento positivo in campataArmatura superiore: $1\phi 16/200$ ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$)Armatura inferiore: $1\phi 16/200 + 1\phi 16/200$ ($A_s = 2010 \text{ mm}^2$)Si ottiene: $Mrd = 170 \text{ kNm/m} > Msd = 90 \text{ kNm/m}$ **Verifiche SLE-fr**Momento negativo in appoggio traversoArmatura superiore: $1\phi 16/200 + 1\phi 16/200$ ($A_s = 2010 \text{ mm}^2$)Armatura inferiore: $1\phi 16/200$ ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$) $Msd = -54 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_c = 6.2 \text{ MPa} < 0.45f_{ck} = 0.45 \cdot 32 = 14.4 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 147 \text{ MPa} < 0.8f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$ $w_k = 0.14 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$

Momento positivo

Armatura superiore: 1 ϕ 16/200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$)

Armatura inferiore: 1 ϕ 16/200+1 ϕ 16/200 ($A_s = 2010 \text{ mm}^2$)

$$M_{sd} = 50 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_c = 5.0 \text{ MPa} < 0.45f_{ck}$$

$$\sigma_s = 122 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$$

$$w_k = 0.10 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$$

6.5.9. Riassunto armature Predalles e Soletta

Armatura longitudinale su traversi

Armatura superiore: 1 ϕ 16/100

Armatura longitudinale in campata

Armatura superiore: 1 ϕ 12/200

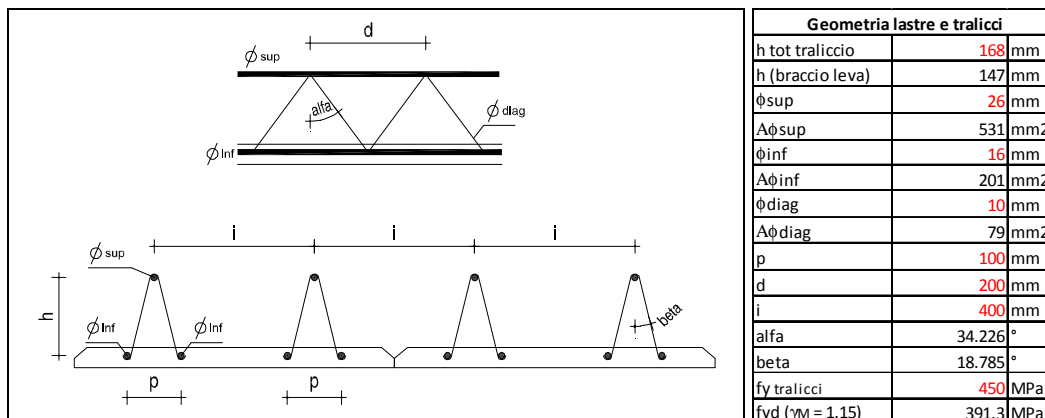
Armatura inferiore: 1 ϕ 16/100

Armatura trasversale minima

Armatura superiore: 1 ϕ 12/200

Armatura inferiore: 1 ϕ 12/200

Armatura Predalles (schema: indicativo, tabella: effettiva)



6.6. APPOGGI

In funzione di quanto ottenuto nei par. 6.2 e 6.3 si riporta la tabella di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 6.6-1

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2						PILE P1-P2					
	Appoggio SX			Appoggio DX			Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
ENV SLU(max)	243	162	3 277	243	162	3 277	285	560	12 764	285	560	12 764
ENV SLU(min)	-243	-162	700	-243	-162	700	-285	-560	6 266	-285	-560	6 266
ENV SLD (max)	55	55	1 310	55	55	1 310	313	313	7 234	313	313	7 234
ENV SLD (min)	-55	-55	1 190	-55	-55	1 190	-313	-313	6 989	-313	-313	6 989
ENV SLV (max)	149	149	1 482	149	149	1 482	829	829	7 585	829	829	7 585
ENV SLV (min)	-149	-149	1 019	-149	-149	1 019	-829	-829	6 638	-829	-829	6 638
ENV SLC (max)	160	160	1 517	160	160	1 517	887	887	7 658	887	887	7 658
ENV SLC (min)	-160	-160	983	-160	-160	983	-887	-887	6 565	-887	-887	6 565
Tipo isolatore	D M860/600 (3700)						D M2250/600 (3700)					
Diametro Φ	710 mm						930 mm					
$N_{ed}^{(1)}$ (deve essere $\geq \max Fz_{(ENV SLC)}$)	1 700 kN						8 650 kN					
Raggio di curvatura R	3 700 mm						3 700 mm					
Escursione $^{(2)}$ D	± 300 mm						± 300 mm					
Rotazione combinata con max D	± 0.01 rad						± 0.01 rad					
Coeff. di attrito dinamico μ	0.055						0.055					
Rigidezza verticale	2 100 00 kN/mm						2 100 00 kN/mm					
Rigidezza efficace orizzontale $^{(3)}$ per N_{ed}	770 kN/m						3 920 kN/m					
Periodo efficace $^{(4)}$	2.977 sec						2.977 sec					
Smorzamento viscoso equivalente $^{(5)}$	25.7 %						25.7 %					

NOTE: (1) massimo carico verticale ammesso nelle combinazioni comprensive della azione sismica (SLC)

(2) Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC_01 e vale:

$$d_{XYmax} = 294 \text{ mm} < D_{max} = 300 \text{ mm} \text{ (= escursione isolatore).}$$

(3) $K_{eff} = V(1 / R + \mu / D)$

(4) $T_{is} = 2\pi (V/K_{eff} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977 \text{ s}$

(5) lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato $\xi_{esi} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$ è cautelativamente limitato nei calcoli al un valore del 20% ($\xi_{esi} = 0.20$)

7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA

7.1. CRITERI DI CALCOLO

7.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete

Viene assunto nullo, a favore di sicurezza.

7.1.2. Spinta delle terre: fase statica

Quale valore del Coefficiente di spinta si assume quello 'a riposo'. Il valore è pari a:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 38^\circ = 0.38$$

7.1.3. Spinta delle terre: fase sismica

Si adotta la formula di Mononobe-Okabe

L'espressione adottata è quella di EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.2:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta * \sin^2 \psi * \sin(\psi - \vartheta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- ψ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

Nel caso in questione: $\psi = 90^\circ$

- δ : angolo d'attrito terreno/parete

Nel caso in questione si assume, a favore di sicurezza: $\delta = 0^\circ$

- \varnothing : angolo di attrito del materiale costituente il terrapieno

In funzione di quanto al par. 5.4 si ha: $\varnothing = 38^\circ$

$$\theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

$$k_h = 0.373 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.187 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 17.5^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 24.6^\circ$$

In definitiva il coefficiente di spinta in fase sismica 'kE' risulta:

$$k_E (k_{v-}) = 0.547 ; k_E (k_{v+}) = 0.413$$

Il vettore spinta, ortogonale alla parete, va poi moltiplicato per il fattore $(1 \pm k_v)$ [espressione E.1 di Norma citata]. Per quanto precisato in Relazione Geotecnica l'espressione è da assumere con segno \pm invertito. Si ottiene:

$$k_E = \text{MAX}[(1-0.187) \cdot 0.547 ; k_E = (1+0.187) \cdot 0.413] = \text{MAX}[0.445 ; 0.490] = \underline{\underline{0.490}}$$

7.1.4. Stato Limite Ultimo

7.1.4.1. Situazione Statica

Premessa generale è che le azioni trasversali (vento, eventuale azione centrifuga) non sono certo dimensionanti per spalle la cui dimensione trasversale minima (in caso ospitino un solo impalcato) è di circa 17 m.

In conseguenza di ciò e con riferimento alla Tab.5.1.IV della Norma, i Gruppi di Azioni da prendersi in conto sono '1' e 2a'.

In entrambi i Gruppi, quale coefficiente ' γ ' (Norma, Tab.5.1.V) si assumerà il valore 1.35 per tutte le 'azioni elementari' (Permanenti da impalcato e da spalla, Attrito appoggi, Carico Tandem, Carico distribuito su impalcato, Frenatura), mentre si assumerà un valore 1.50 per quanto riguarda il sovraccarico sul terrapieno.

Quali coefficienti ' Ψ ' (Norma, Tab.5.1.VI) assumerà :

- Gruppo 1

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 1.0 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 1.0 ; Frenatura: 0.0

- Gruppo 2a

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 0.75 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 0.40 ; Frenatura: 1.0

Tranne ove esplicitamente dichiarato il carico derivante dalla folla non viene preso in conto (assenza di marciapiedi).

7.1.4.2. Situazione Sismica

Si prenderà in conto la sola situazione di Sisma prevalente in direzione longitudinale, con solo verso concorde alla spinta del terreno.

Con tale sisma prevalente '+Ex' verranno assunte, quali azioni concomitanti :

- '+0.3*Ey' (sisma trasversale, assunto con il solo verso positivo considerata la simmetria della spalla assunta nel calcolo)
- '+0.3*Ez' (sisma verticale, assunto con entrambi i versi al fine di ottenere azioni nei pali massime – dimensionanti per portata – e minime – dimensionanti per pressoflessione)

7.1.5. Stato Limite di Esercizio

7.1.5.1. Combinazione 'rara'

Risulta significativa solo quando si effettua una redistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste redistribuzioni di sorta. Di conseguenza la combinazione 'rara non verrà considerata.

7.1.5.2. Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)

Ove l'elemento possa essere considerato come 'snello' si procederà con il metodo 'diretto' di valutazione dell'ampiezza della fessura.

Ove invece l'elemento sia tozzo, gli algoritmi riportati in normativa per il calcolo dell'ampiezza della fessura non sono più utilizzabili e si procederà con il metodo 'indiretto' di limitazione delle tensioni nell'acciaio. Si procede come prescritto alla tab. C4.1.II della Norma, limitando – in funzione del diametro della barra adottata - la tensione nell'acciaio ai limiti ivi prescritti. Con riferimento all'apertura massima della fessure (par.5.2):

$$\sigma_{s \max} - \text{N/mm}^2$$

25 ≥ Ø	160
--------	-----

7.1.6. Sovraccarico su terrapieno

Ai sensi del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare Feb 09 gli assi tandem possono essere sostituiti da un carico uniforme di valore pari a :

$$q(Q) = Q_{ik}/(3.0 \cdot 2.20)$$

Detto carico uniforme risulta – per le singole corsie – pari a:

$$1a \text{ Corsia: } q(Q1) = 90.9 \text{ kN/m}^2; 2a \text{ Corsia: } q(Q2) = 60.6 \text{ kN/m}^2; 3a \text{ Corsia: } q(Q3) = 30.3 \text{ kN/m}^2$$

$$4a \text{ Corsia: } q(Q4) = 0 \text{ kN/m}^2$$

Ai su elencati carichi, estesi su una lunghezza pari a 2.2 m, va sommato quello dovuto ai carichi q_{ik} , estesi indefinitamente:

$$1a \text{ Corsia: } q(q1) = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$2a, 3a \text{ e } 4a \text{ Corsia: } q(q2) = q(q3) = q(q4) = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Per semplicità di analisi e a seguito di considerazioni riportate in 'NOTA' si assume un valore unico del sovraccarico per l'intero terrapieno, valore esteso sull'intero estradosso del cuneo di spinta, pari a:

$$q_v = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

La diffusione di tale sovraccarico lungo l'altezza, sempre ai sensi del paragrafo della Circolare già citato, comporterebbe poi una diminuzione del valore del sovraccarico alle varie quote.

Sempre a favore di sicurezza si assume un andamento costante pari al valore massimo.

In conseguenza al coefficiente di spinta su precisato (0.38) si assume in definitiva un sovraccarico orizzontale uniforme lungo l'altezza pari a:

$$q_o = 0.38 \cdot 25 = 9.5 \text{ kN/m}^2$$

NOTA

Ogni corsia – di larghezza 3.0 m - trasmette alla parete un'azione orizzontale dovuta in parte al carico verticale distribuito 'q', indefinitamente esteso a tergo e in parte al carico 'Q', esteso su una profondità a tergo pari a 2.2 m. Entrambi i carichi cambiano da corsia a corsia.

Affiancando le 4 corsie si ottiene un'azione orizzontale totale 'R': si cerca quel carico verticale uniforme che induce la stessa azione 'R'.

Il problema è di valutare l'azione dovuta al carico 'Q'. Si opera in conseguenza a quanto riportato in figg. 5.1-1 e -2.

1) Determinazione di ε (fig.5.1-2)

$$c = 0 \Rightarrow B = 0 ; \quad \alpha = \delta = \beta = 0 \Rightarrow M = \sin\varphi ;$$

$$\varphi = 38^\circ ; \quad \tan \varepsilon = \cos\varphi / (1 + \sin\varphi) = 0.49 \Rightarrow \varepsilon = 26^\circ$$

2) Determinazione di θ (fig.5.1-1)

$$\theta = 38 + 26 = 64^\circ$$

3) Determinazione dell'altezza di spinta h_f

$$a = 0 \text{ m} \Rightarrow h_f \text{ inizia da sommità parete ; } b = 2.2 \text{ m ; } h_f = 2.2 \cdot \text{tg}(90 - 64) = 2.2 \cdot \text{tg}26^\circ = 1.07 \text{ m}$$

4) Determinazione della Risultante generica ΔS

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni di $\Delta\sigma$ in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f_a' risulta pari a:

$$\Delta S = f_a * b * \sin(\theta - \varphi) / \cos(\theta - \varphi) ; \theta - \varphi = \varepsilon = 26^\circ \Rightarrow \Delta S = f_a * 2.2 * \operatorname{tg} 26^\circ = f_a * 1.07$$

5) Determinazione della Risultante ΔS_i dovuta ai carichi Q_{ik} per la singola corsia i-esima

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta S_1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{Corsia: } \Delta S_2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S_3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S_4 = 0 \text{ kN/m}$$

I carichi di cui sopra sono riferiti ad una striscia di parete di lunghezza unitaria, come anche i successivi ΔV_i

6) Determinazione della Risultante ΔV_i dovuta ai carichi q_{ik} per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta V_1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{ e } 3^\circ \text{Corsia: } \Delta V_{2-3-4} = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$4^\circ \text{Corsia: } \Delta S_4 = 0 \text{ kN/m}$$

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n° corsie nominali)

$$R = 3.0 * [1.07 * (90.9 + 60.6 + 30.3) + (23.9 + 3 * 6.7)] = 715 \text{ kN}$$

8) Determinazione del sovraccarico equivalente 'q_v'

$$q_v * 0.38 * 7.0 * 12.0 = 715 \text{ kN} \Rightarrow q_v = 22.4 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m²

FIG. 7.1-1

Strip surcharge

For vertical strip loading f_s acting parallel with structure on the ground surface along an infinitely long strip the trapezoidal increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_f is assumed - see figure.

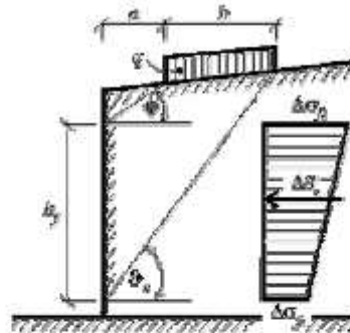


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

This segment is determined by intersection of the structure and lines drawn from the edge points of the strip loading having slopes associated with angles φ and δ_c . The angle δ_c corresponding to critical slip plane follows from:

$$\delta_c = \varphi + \delta$$

The formula is described in details in section "Active earth pressure - line surcharge".

Variation of pressure increment is trapezoidal; the larger intensity of $\Delta\sigma_\beta$ is applied at the upper end while the smaller intensity of $\Delta\sigma_\alpha$ at the bottom end. The two increments are given by:

$$\Delta\sigma_\beta = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 + \frac{a}{a+b} \right)$$

$$\Delta\sigma_\alpha = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

where: f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge acting normal to the structure
 h_f - section loaded by active earth pressure increment

$$K_q = \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil

The resultant of the increment of active earth pressure due to strip loading f_s is provided by:

$$\Delta\bar{\sigma}_a = f_s \cdot b \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge

For non-homogeneous soils the program proceeds as follows.

FIG. 7.1-2

Line surcharge

Vertical infinitely long line loading f acting on the ground surface parallel with structure leads to a triangular increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_z - see figure:

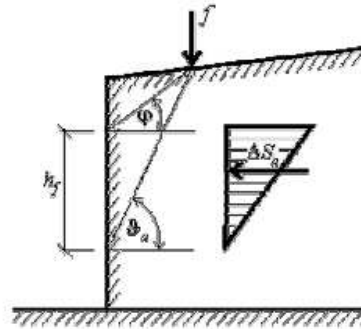


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

Action of the line surcharge is determined such that two lines are drawn from the point of application following angles φ and ϑ_a (corresponding to the critical slip surface), which is provided by:

$$\vartheta_a = \varphi + \varepsilon$$

where: φ - angle of internal friction of soil
 ε - angle derived from the following formulas

$$\tan \varepsilon = \frac{\cos(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \cos(\varphi - \beta - \alpha - \delta)}{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \sin(\varphi - \beta - \alpha - \delta) + M}$$

$$M = \sqrt{(\sin(\varphi - \beta) \cos(\beta - \alpha) + B) \cdot (\sin(\varphi + \delta) \cos(\alpha + \delta) + B)}$$

$$B = \frac{2c \cos \alpha \cos(\beta - \alpha) \cos \varphi}{\gamma h \cos(\beta - \alpha) + \frac{2\sigma_s \cos \alpha \cos \beta}{\gamma h}}$$

where: β - slope inclination
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 α - back face inclination of the structure
 c - cohesion of soil
 γ - unit weight of soil
 h - assumed depth

7.1.7. Spalle: Pareti di risvolto – Fase Sismica

Durante la fase sismica la massa di terreno inscatolato induce un'azione orizzontale pari al peso moltiplicato per il coefficiente sismico k_h . Nel caso di sisma prevalente in direzione trasversale, tale azione è funzione lineare della larghezza della spalla – larghezza diminuita degli spessori dei muri di risvolto.

Sembra a chi scrive che l'azione suddetta vada comunque assoggettata ad un limite superiore (in caso contrario, per una larghezza della spalla tendente all'infinito, l'azione tenderebbe anch'essa all'infinito).

Ad esempio, assumendo un coefficiente k_h pari a 0.34 (valore rappresentativo per l'infrastruttura in questione, assumendo un tipo di suolo 'C') per una spalla che ospiti 2 impalcati (larghezza indicativa 34 m), la pressione conseguente sui muri di risvolto risulterebbe pari a:

$$q = 19.5 \cdot 34 \cdot 0.34 = 225 \text{ kN/m}^2$$

valore chiaramente inaccettabile che indurrebbe sollecitazioni 'fuori scala'.

Si assumerà quindi che la massa che può essere attivata abbia una dimensione orizzontale trasversale pari a quella del cuneo di spinta attiva per un angolo d'attrito di 38°.

A titolo indicativo, per un'altezza del muro di risvolto pari a 7.0 m, tale dimensione risulta pari a circa 9.0 m.

La pressione conseguente risulterebbe quindi: $19.5 \cdot 9.0 \cdot 0.34 = 60 \text{ kN/m}^2$.

Tale assunzione si concretizzerà nell'assegnare una opportuna 'estensione' del terreno inscatolato nel Codice di Calcolo, con risultati a favore di sicurezza poiché verrà assunta una pressione uniforme e non triangolare con vertice in basso.

Per contro però, operando in tale modo, il Codice – durante l'analisi del sisma in direzione prevalente longitudinale, dimensionante in termini di azioni sui pali - valuterà un'azione orizzontale trasversale (30%) errata e sottodimensionata, poiché sui pali andrà di fatto ad agire l'intera massa e non quella 'ridotta' presa in conto dal Codice. Di conseguenza si svilupperà anche un'analisi manuale tendente a determinare le azioni globali effettive alla base: saranno i risultati di tale analisi ad essere presi a base del dimensionamento dei pali.

7.1.8. Spalle: Paragliaia

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, il paragliaia verrà dimensionato in base ad un'analisi locale che tenga conto delle prescrizioni della Norma, par. C5.1.3.3.7.2.

Si assumerà quindi un'azione longitudinale di frenatura, applicata in testa del muro, pari a 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

7.1.9. Spalle: Orecchie

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, le Orecchie verranno dimensionate in base ad un'analisi locale. Poiché esse – ove presenti – sono uguali per tutte le spalle, tranne ove esplicitamente dichiarato, il dimensionamento verrà effettuato non per l'accelerazione sismica di progetto dell'Opera specifica, ma – considerato che detta accelerazione varia in un campo ristretto – pari a quella massima assoluta per tutte le Opere. Il valore di tale accelerazione è comunque inessenziale, poiché si mostrerà che la Fase dimensionante è quella Statica e non quella Sismica.

7.1.10. Pali

7.1.10.1. Verifiche Geotecniche

Oltre all'usuale verifica di capacità portante verticale, la Norma prevede ora anche la verifica di capacità portante orizzontale: relativamente ad entrambe le problematiche le azioni di progetto verranno confrontate con quelle emergenti dalle curve fornite dal Progettista Geotecnico.

7.1.10.2. Verifiche SLU: Taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a Taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza \varnothing ed altezza $0.8*\varnothing$: **si seguirà tale approccio.**

Di conseguenza, per quanto riguarda la verifica dell'armatura, applicando l'espressione [NTC 4.1.18]:

$$V_{Rsd} = 0.9*d*(A_{sw}/s)*f_{yd}*cotg\theta ; \text{ dove : } d = 0.95*0.8*\varnothing ; cotg\theta = 1.0 \rightarrow V_{Rsd} = 0.68*\varnothing*(A_{sw}/s)*f_{yd}$$

Per quanto riguarda la verifica lato cls. si fa riferimento all'espressione [NTC 4.1.19], sempre adottando la medesima 'd' su precisata.

$$V_{Rcd} = 0.9*d*b_w*\alpha_c*f'_{cd} ; \text{ dove : } d = 0.95*0.8*\varnothing ; b_w = \varnothing \rightarrow V_{Rcd} = 0.68*\varnothing^2*\alpha_c*f'_{cd} ; (f'_{cd} = 0.5*f_{cd})$$

Il coefficiente α_c verrà assunto unitario in prima ipotesi, e incrementato come concesso dalla Norma se necessario.

7.1.10.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Verranno effettuate le verifiche nelle sezioni a quota 0.0 e a quota 1.0 m superiore a quella di cambio armatura (si assume una lunghezza di ancoraggio indicativa della barra generica pari appunto a 1.0 m)

7.2. ANALISI GLOBALE

Si premette una tabella nella quale vengono sintetizzate le azioni globali - prive di qualsiasi coefficiente - trasmesse in Fase Statica o Sismica da un singolo impalcato (vedi Allegato)

TAB. 7.2-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO

Cavalcavia via Imperiale				
3 Campate - 40-70-40 m			L= 150 m	
SPALLA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	2.395	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.828	0	0	2.543
Carichi Mobili (Max Mom Long)	932	0	0	3.342
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-550	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	932	0	0	-3.342
Frenamento	0	186	0	0
Vento Trasversale	0	0	233	440
Sisma Longitudinale (SLD)	0	111	0	0
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	111	0
Sisma Verticale (SLD)	120	0	0	0
Sisma Longitudinale (SLV)	0	299	0	0
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	299	0
Sisma Verticale (SLV)	463	0	0	0

Nel seguito per Asse X si intende quello longitudinale del ponte, per Asse Y quello trasversale, per Asse Z quello verticale.

Nelle tabelle che seguono il pedice del momento indica l'asse momento.

7.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 7.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	5.60	19.00	2.00	2.30
Paraghiaia	0.42	18.00	1.10	
Da paragh. A bordo pulvino	2.50			
Risvolti	2.68	0.50	1.10	
Orecchie	3.20	0.50	1.00	3.10
Posiz. Appoggi (da est. pulvino)	1.00			
Parametri				
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50			
k0	0.380			
kh (masse)	0.373			
kv+ (masse)	0.178			
kv- (terreno)	0.187			
kE	0.413			
kE*(1-kv)	0.490			

TAB. 7.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Pulvino	5'320	2.80	14'896		
Ringrosso pulvino	356	1.25	445		
Paraghiaia	208	2.71	563		
Risvolti	74	4.26	314		
Orecchie	164	6.93	1'136		
Terreno inscatolato	1'035	4.26	4'408		
	7'157		21'763	-0.24	-1'724
Impalcati (1) [permanenti]	2'395	1.00	2'395	1.80	4'311
	9'552		24'158		2'587
kv (masse eccetto impalcato)	1'274			-0.24	-307
kv (solo impalcato)	926	1.00	926	1.80	1'667
	2'200				1'360
Totale (Kv+)	11'751				3'947
Totale (Kv-)	7'352				1'227
Azioni Orizzontali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Pulvino	1'984	1.00	1'984		
Ringrosso pulvino	133	2.15	286		
Paraghiaia	78	2.55	198		
Risvolti	27	2.55	70		
Orecchie	61	1.99	121		
Terreno inscatolato	386	2.55	984		
Impalcati (1)	299	3.30	987		
	2'968		4'630		
Spinta Mononobe	872	1.03	901		
	3'841		5'532		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H _y - kN	z - m	M _x - kNm		
	2'968		4'630		
Spinta Mononobe su Orecchia	62	1.32	82		
30%	909		1'414		

NOTA

A favore di sicurezza nella presente Fase Progettuale le azioni per sisma verticale vengono assunte al 100% e non al 30% come sarebbe possibile in applicazione della Norma.

TAB. 7.2-4

Azioni alla Base					
	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm
Kv+	11'751	3'841	909	9'478	1'414
Kv-	7'352	3'841	909	6'759	1'414
Pali					
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		2	5		
Interasse - m		4.25	3.00		
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
Kv+	395	1'840	502		
Kv-	395	1'219	251		

7.2.2. Azioni Globali : Fase Statica

TAB. 7.2-5

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50				
k ₀	0.380				
Sovraccarico a tergo - kN/m ²	25.00				
Azioni Verticali - Permanenti					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Pulvino	5'320	2.80	14'896		
Ringrosso pulvino	356	1.25	445		
Paraghiaia	208	2.71	563		
Risvolti	74	4	314		
Orecchie	164	7	1'136		
Terreno inscatolato	1'035	4.26	4'408		
Impalcato (1) [permanenti]	2'395	1.00	2'395		
	9'552		24'158	0.27	2'587
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Sovraccarico a tergo	12.5	4.26	53	-1.46	-18
Carichi Mobili (Tandem+distribuiti)	1'828	1.00	1'828	1.80	3'290
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.06				
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi	144	3.30	474		
Spinta Terreno	676	1.03	699		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi (Tandem+distrib.)	110	3.30	362		
Sovraccarico a tergo	560	1.55	867		
Frenatura	186	5.34	993		
Vento	non considerato				

TAB. 7.2-6

Combinazione 1 & 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kN	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.35		12'895	3'492			3'492
Az. Vert. Carichi Mobili	1.35	1.00	2'468	4'442			4'442
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				194	640	640
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				913	944	944
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.35	1.00			148	489	489
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		19	-27	839	1'301	1'274
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			251	1'341	1'341
Azioni alla Base			15'381	7'907	2'346	4'714	12'621
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	5				
Interasse - m		4.25	3.00				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	235	2'380	697				

Viene presa in conto una combinazione fittizia peggiorativa, assumendo coefficienti ψ unitari e contemporanei su carichi mobili, attrito e frenatura.

7.2.3. Azioni Globali : SLE

TAB. 7.2-7

SLE	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kN	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.00		9'552	2'587			2'587
Az. Vert. Carichi Mobili	1.00	1.00	1'828	3'290			3'290
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				144	474	474
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				676	699	699
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.00	1.00			110	362	362
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		13	1	560	867	868
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			186	993	993
Azioni alla Base			11'392	5'878	1'675	3'396	9'274
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	5				
Interasse - m		4.25	3.00				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	168	1'757	521				

7.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

TAB. 7.2-8

Quota 0.0	N_{max} - kN	N_{min} - kN	H - kN
SLU - Sismica Kv+	1'840	502	395
SLU - Sismica Kv-	1'219	251	395
SLU - Statica	2'380	697	235
SLE	1'757	521	168

7.3. VERIFICHE

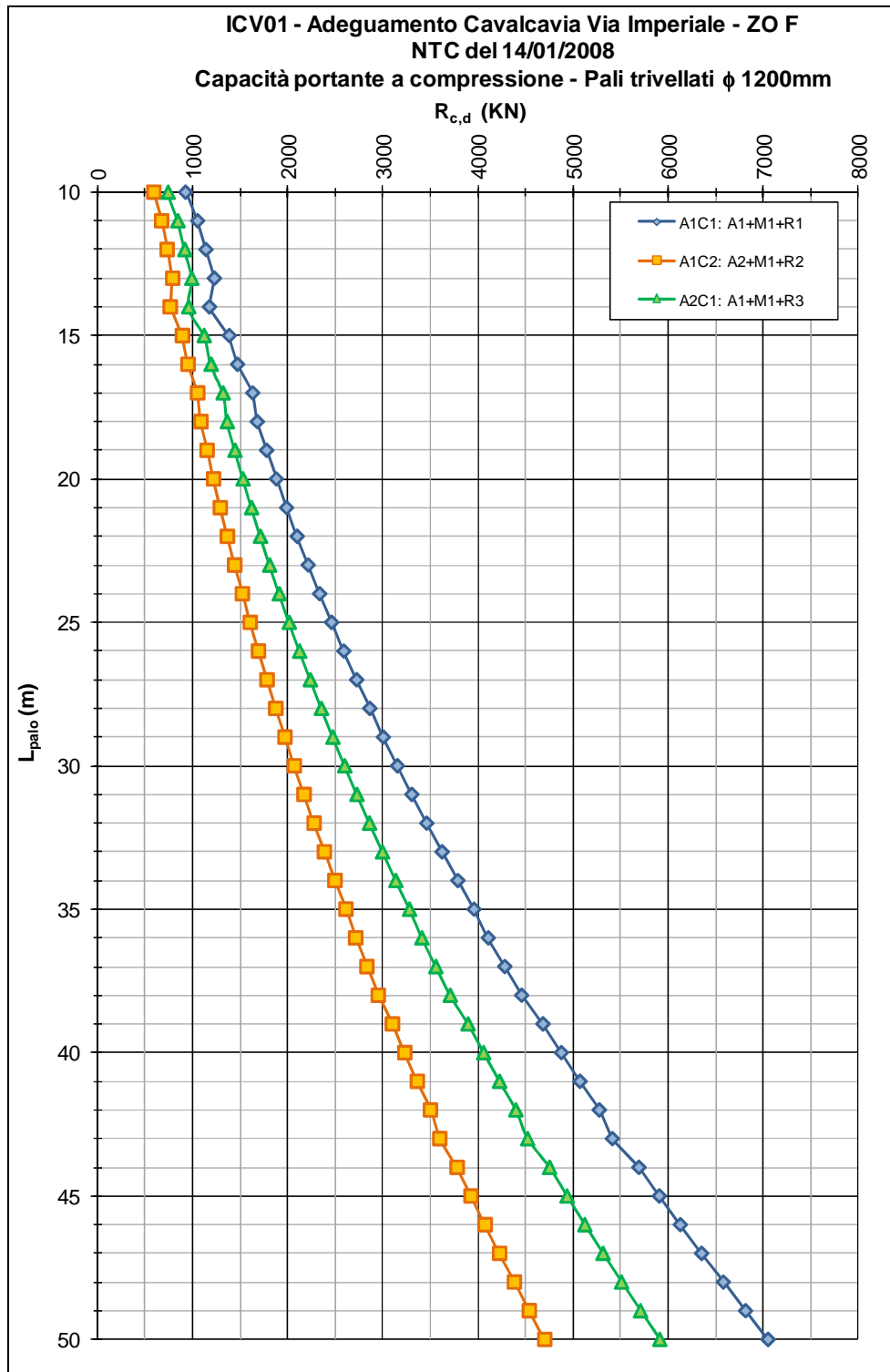
7.3.1. Pali

7.3.1.1. Verifiche Geotecniche

Portanza Verticale (Spalla Ovest)

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo $\varnothing 1200$ nel suolo in questione.

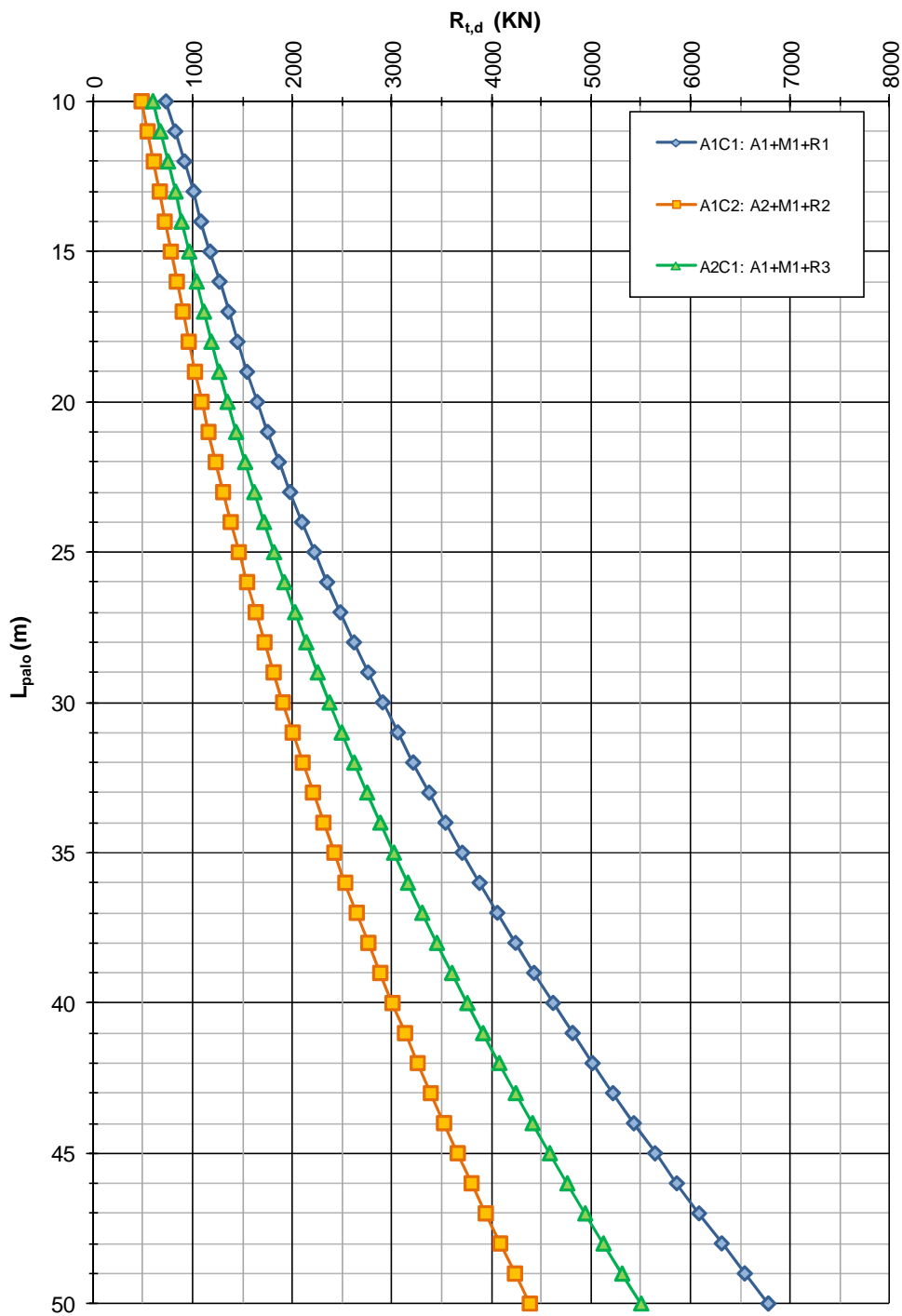
FIG. 7.3-1



L'approccio di riferimento geotecnico è: A2C1 (curva Verde).

FIG. 7.3-2

ICV01 - Adeguamento Cavalcavia Via Imperiale - ZO F
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 1200mm



Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 2380 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 15381 kN (Fase Statica).

Devono essere effettuate due verifiche:

Palo Singolo

L'azione verticale massima deve essere confrontata con le curve di portanza di cui sopra.

Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza 30.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 2600 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.09 > 1.0$$

Pali in Gruppo

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del gruppo.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Materiale coesivo. Conseguentemente - interassi pari a 2.5ϕ (simbologia da Relazione citata):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

$$B = 5.6 \text{ m}; h = 19.0 \text{ m}; L = 30.0 \text{ m}; L/B = 5.4; h/B = 3.4 \Rightarrow N_c = 15.6$$

$$\tau_{med} = 2400 / (23.0 \cdot 3.77) = 21.2 \text{ kPa} \quad (2400 \text{ kN: portanza a trazione del palo)}$$

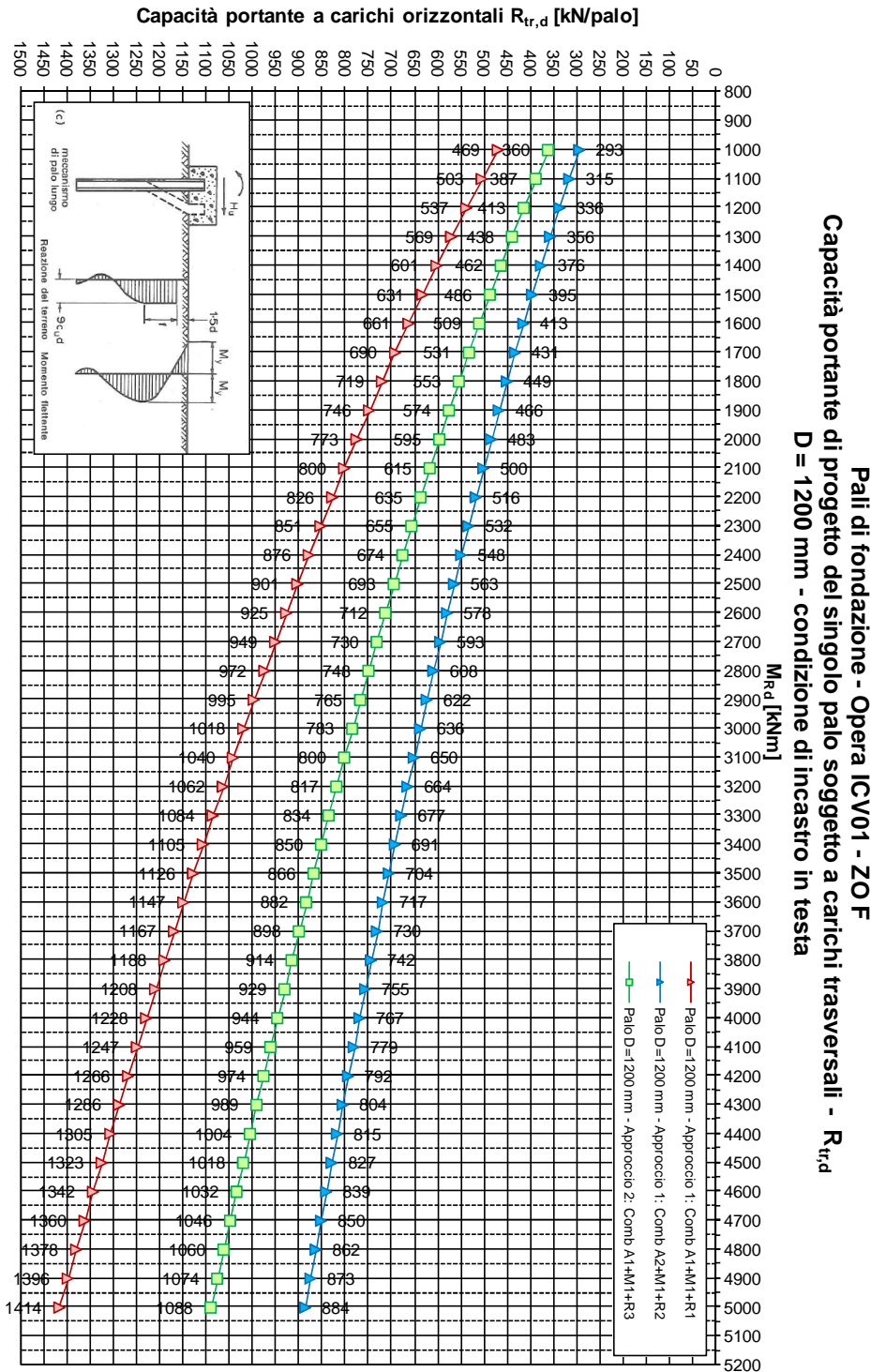
$$Q_B = 2 \cdot (5.6 + 19.0) \cdot 21.2 \cdot 30.0 + 5.6 \cdot 19.0 \cdot 15.6 \cdot 63.0 = 31291 + 104570 = 135861 \text{ kN} \gg 15381 \text{ kN}$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : **$L_{palo} = 30.0 \text{ m}$**

Portanza Orizzontale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per il palo di cui sopra.

Fig. 7.3-3



Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 395 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

La portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

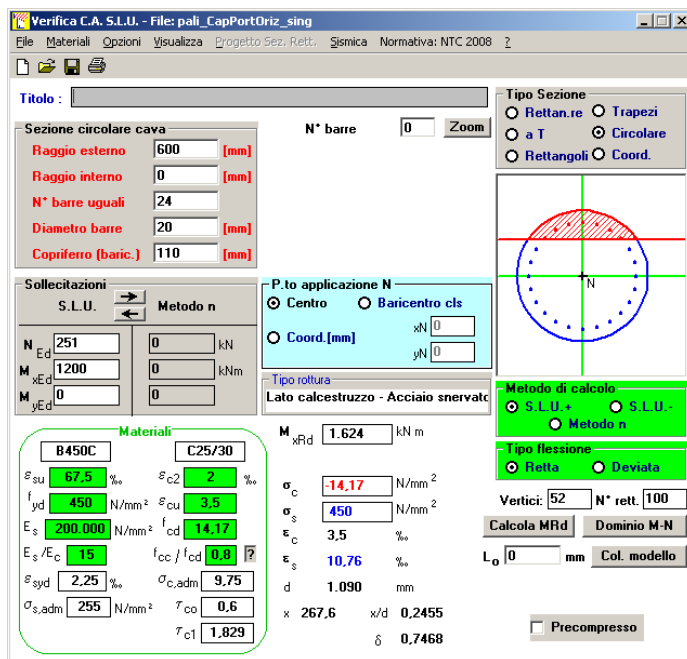
$$M_u = 1200 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{min} = 251 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 7.3-4



Risultano sufficienti n°24 Ø20 (0.7%).

Pali in gruppo

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (come da Relazione Geotecnica si assume 0.7) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 395/0.7 = 565 \text{ kN}$$

La portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

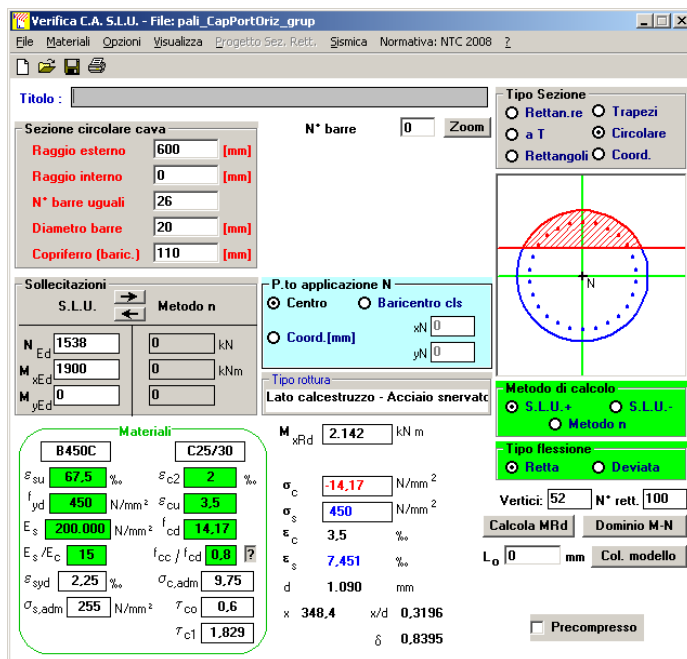
$$M_u = 1900 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale media nei pali, sempre per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 15381/10 = 1538 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 7.3-5



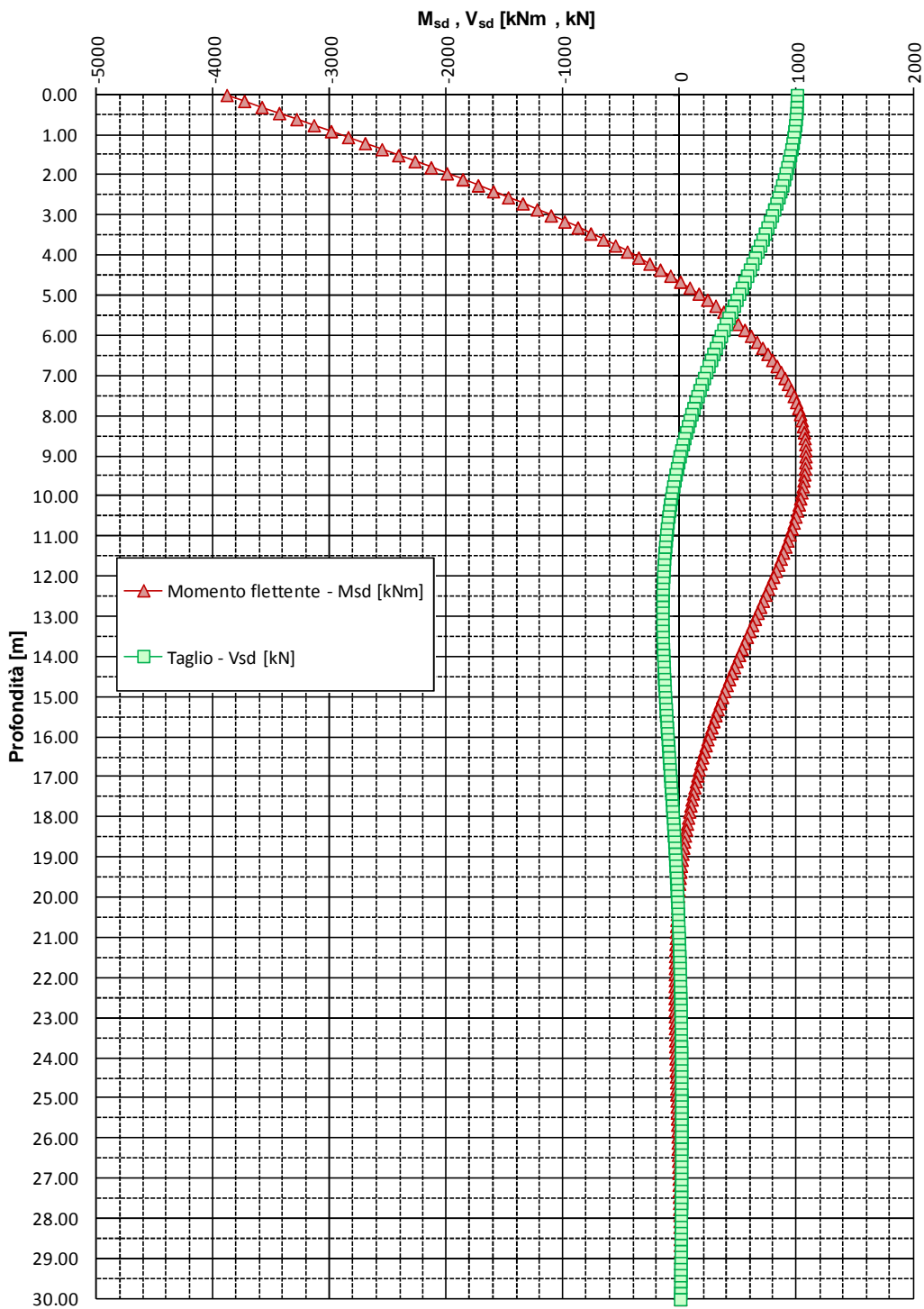
L'armatura viene aumentata a 26Ø20 (0.7%).

7.3.1.2. Verifiche SLU: Taglio

Si riportano le curve di sollecitazione per azione tagliante unitaria in testa.

Fig. 7.3-6

Pali di fondazione da p.c. - Opera ICV01 - ZO F
 Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1200 mm - condizione di incastro in testa



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 7.1.10.

Verifica lato Acciaio

L'espressione

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}; \text{ dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

TAB. 7.3-1

Palo Φ 1200		cot $\theta = 1.0$	cot $\theta = 1.5$	cot $\theta = 2.0$	cot $\theta = 2.5$
$\varnothing - \text{mm}$	s - mm	$V_{Rsd} - \text{kN}$			
10	200	251	376	502	627
10	100	502	752	1.003	1.254
12	200	361	542	722	903
12	100	722	1.083	1.444	1.806
16	200	642	963	1.284	1.605
16	100	1.284	1.926	2.568	3.210
20	200	1.003	1.505	2.006	2.508
20	100	2.006	3.009	4.012	5.016

Le sollecitazioni vanno amplificate del 20% in funzione di quanto prescritto al riguardo in Relazione Geotecnica.

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ($395 \cdot 1.2 = 474 \text{ kN}$) si riduce al 60% (285 kN) a quota -4.5 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (95 kN) a quote inferiori a -8.0m

Conseguentemente – assumendo $\cot\theta = 1.0$ - si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.5 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 642 \text{ kN} > 474 \text{ kN}$

da quota -4.5 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 361 \text{ kN} > 285 \text{ kN}$

Verifica lato Cfs.

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1200^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

7.3.1.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Si premette che il meccanismo di rottura ipotizzato nell'estrapolazione delle curve di capacità portante orizzontale presuppone che a collasso si formi una seconda cerniera plastica – oltre a quella in testa – posizionata a circa 3-4Ø. Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita in testa verrà proseguita sino a quota -5.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -9.0m).

Dai valori SLU di par.7.2.4, tenendo conto della figura precedente ed amplificando le sollecitazioni del 20% si ha:

TAB. 7.3-2

SLU					
Quota 0.0			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		3.90			
SLU - Sismica Kv+			1'840	502	1'847
SLU - Sismica Kv-			1'219	251	1'847
SLU - Statica			2'380	697	1'098
Quota -9.0					
Ceff. 'M' da Taglio		1.10			
			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			1'840	502	521
SLU - Sismica Kv-			1'219	251	521
SLU - Statica			2'380	697	310

E' immediato constatare che è superfluo prendere in conto le combinazioni statiche.

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

Diametro palo : 1200 mm ; ricoprimento barra : 75+16 = 91 mm (*)

(*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

L'armatura generica sarà compresa tra 0.3÷4% e della sezione effettiva :

$$0.003 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3500 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$

Sezione di sommità (Barra da quota +1.0 a quota -5.0 – L = 6.0 m)

L'armatura precedente (26Ø20) non risulta sufficiente.

FIG. 7.3-7 - NMIN

Verifica C.A. S.L.U. - File: pali_SLU_0

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 24
Diametro barre: 26 [mm]
Copriferro (baric.): 110 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 251 [0] kN
M_{xEd}: 1847 [0] kNm
M_{yEd}: 0 [0]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviate

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

σ_{su}: 67.5 ‰ σ_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² σ_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 206.000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
σ_{syd}: 1.9 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6 ‰
τ_{c1}: 1.829 ‰

M_{xRd}: 2.251 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 8.944 ‰
d: 1.090 mm
x: 306.6 x/d: 0.2813
δ: 0.7916

Si arma con 24Ø26 (1.2%)

Sezione -9.0 m (barra da quota -4.0 a quota -16.0 – L = 12.0 m,)

Si trascura – a favore di sicurezza - il modesto incremento di sforzo normale dovuto al peso proprio del palo.

FIG. 7.3-8

Verifica C.A. S.L.U. - File: pali_SLU_-9

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 600 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 12
- Diametro barre: 20 [mm]
- Copri ferro (baric.): 110 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 251 [kN]

M_{xEd}: 521 [kNm]

M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord. [mm]

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n

Tipo flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

- ϵ_{su} : 67.5 ‰
- ϵ_{c2} : 2 ‰
- f_{yd} : 391.3 N/mm²
- ϵ_{cu} : 3.5 ‰
- E_s : 206.000 N/mm²
- f_{cd} : 14.17
- E_s/E_c : 15
- f_{cc}/f_{cd} : 0.8
- ϵ_{syd} : 1.9 ‰
- $\sigma_{c,adm}$: 9.75
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
- τ_{co} : 0.6
- τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: 844.3 kNm

- σ_c : -14.17 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5 ‰
- ϵ_s : 16.4 ‰
- d: 1.090 mm
- x: 191.7 x/d: 0.1759
- δ : 0.7

Si arma con 12Ø20 (0.3%).

Da quota -15.0 a fine palo (L = 12.0+4.0 m)

Le sollecitazioni sono pressoché nulle. Si arma con 12Ø20 (0.33%).

7.3.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione

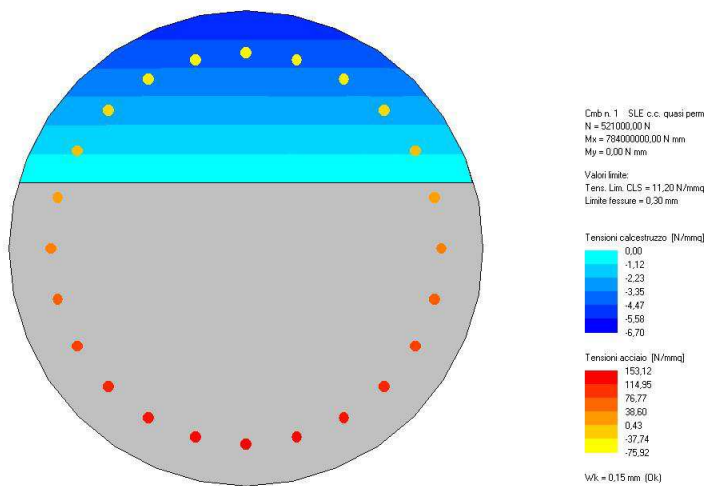
Si procede in analogia al paragrafo precedente, sempre amplificando le sollecitazioni del 20%.

TAB. 7.3-3

SLE					
	Quota 0.0		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'757	521	784
	Quota -9.0		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'757	521	221

Sezione di sommità

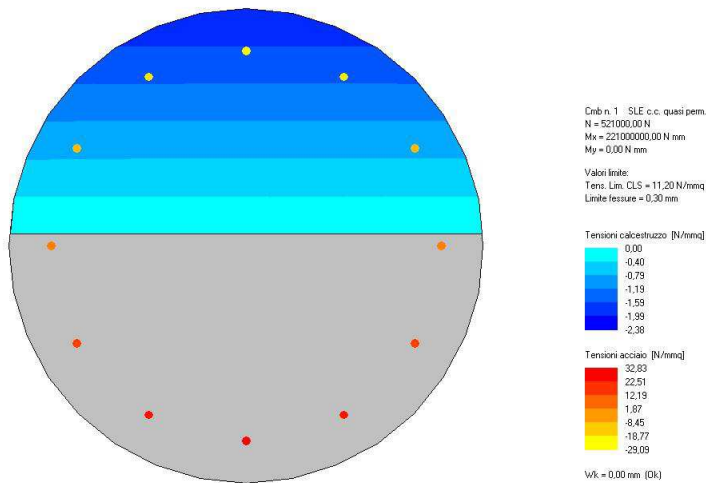
Fig. 7.3-9



Si confermano 24Ø26

Sezione -9.0

Fig. 7.3-10

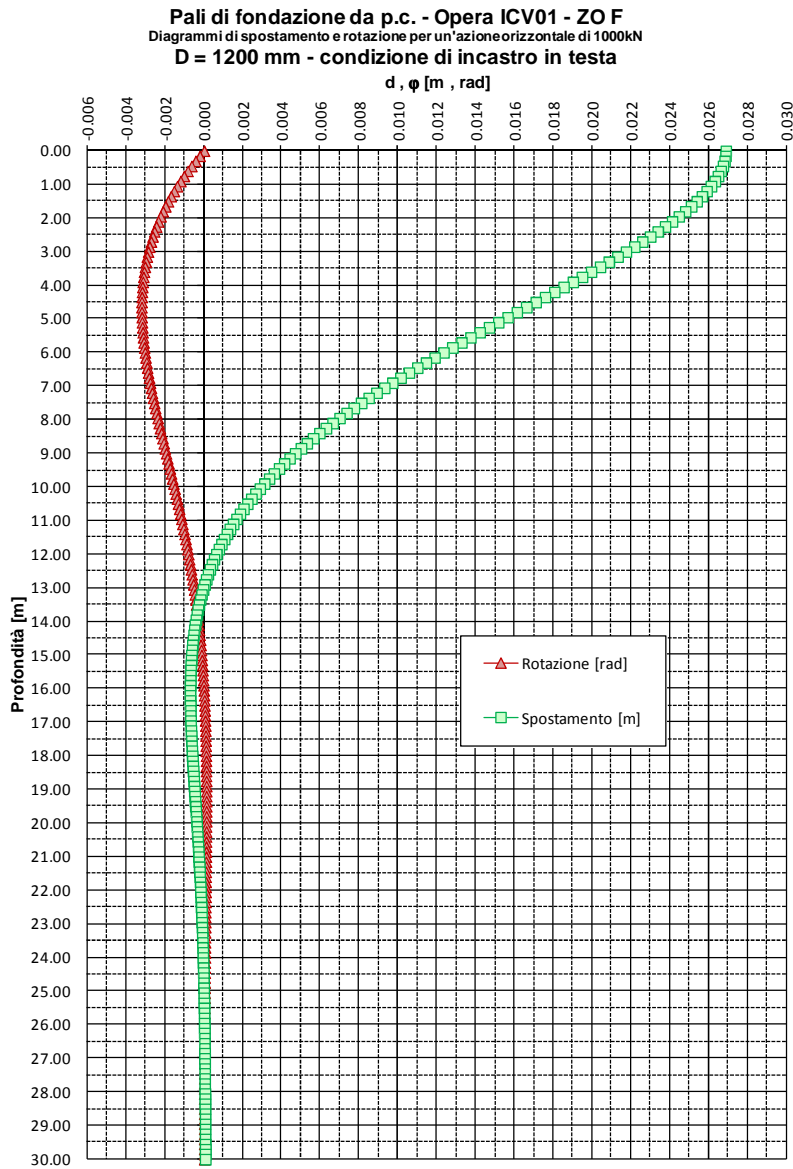


Si conferma l'armatura di 12Ø20.

7.3.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni

Si riportano le curve di deformazione per azione tagliante unitaria in testa.

FIG. 7.3-11



Conseguentemente (sole azioni peggiorative SLE amplificate del 20%) la deformazione effettiva risulta:

TAB. 7.3-4

DEFORMAZIONI		
Quota	0.0	H - kN
SLE - 2a		201
Coeff. 'η' da Taglio		0.029
η max - mm		6

La deformazione viene ritenuta compatibile con la funzionalità dell'opera.

7.3.2. Orecchie

7.3.2.1. Azioni – SLU

L'Orecchia (fig.1-2) ha spessore 0.6m, lunghezza 3.2m, altezza minore 1.0m e maggiore 3.1m. Nel seguito si riporta l'analisi di un'orecchia di dimensioni lievemente differenti (sp.0.5m; lungh. 3.0m; Hmin 1.0m; Hmax 3.0m): le dimensioni sono pressoché coincidenti con quelle reali e non si ritiene necessario sviluppare un'analisi ad hoc.

Come già detto al par. 7.1.9 si assume la massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere. Questa, valutata per lat 44.7925 long 11.4197 (Opera APO19, Cat. Suolo D), vale:

$$a_g = 0.376$$

Inserendo tale valore nelle espressioni di par.5.1.3, comporta:

$$k_v = 0.188 ; \theta_{\min} = 17.6^\circ \Rightarrow k_E = 0.592 ; \theta_{\max} = 24.86^\circ \Rightarrow k_E = 0.445$$

$$k_E = \text{MAX}[0.592*(1-0.188) ; 0.445*(1+1.188)] = 0.53$$

Ciò premesso, nella Fase Statica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta delle terre, trascurando il contributo di resistenza fornito dal cono di terreno anteriore - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 1.35*0.38*19.5*1.0 = 1.35*7.4 = 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.35*0.38*19.5*3.0 = 1.35*22.2 = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta all'inerzia:

$$p = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2 \ll 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta di Mononobe - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 0.53*19.5*1.0 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \cong 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.0*0.53*19.5*3.0 = 31.0 \text{ kN/m}^2 \cong 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Una comparazione delle azioni omologhe nelle due Fasi mostra che quelle Statiche sono peggiorative. Di conseguenza si procederà con l'analisi della sola Fase Statica.

7.3.2.2. Azioni – SLE

Dal paragrafo precedente si ha: $p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 22.2 \text{ kN/m}^2$

7.3.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – SLE

L'Orecchia viene assunta come incastrata lungo la dimensione verticale maggiore.

Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

Fig. 7.3-12 N1-1 (Nx)

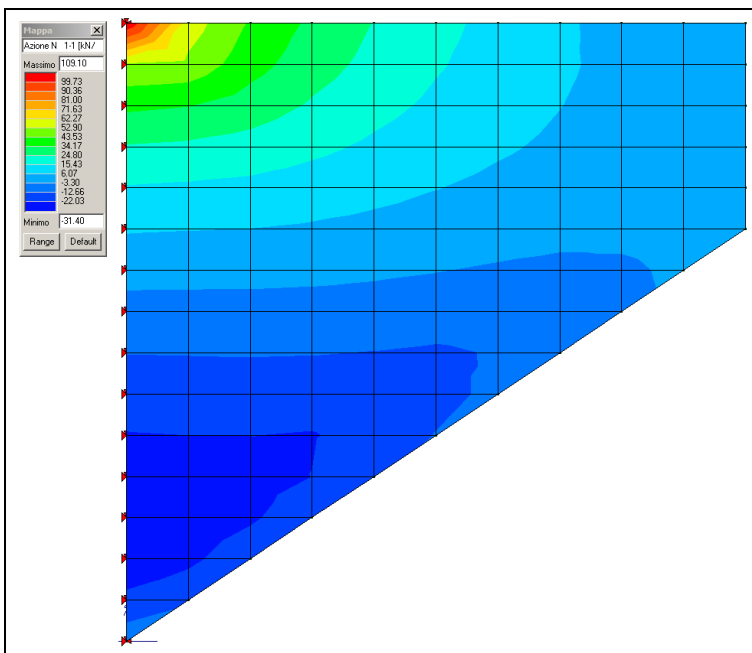


FIG. 7.3-13 M1-1 (My)

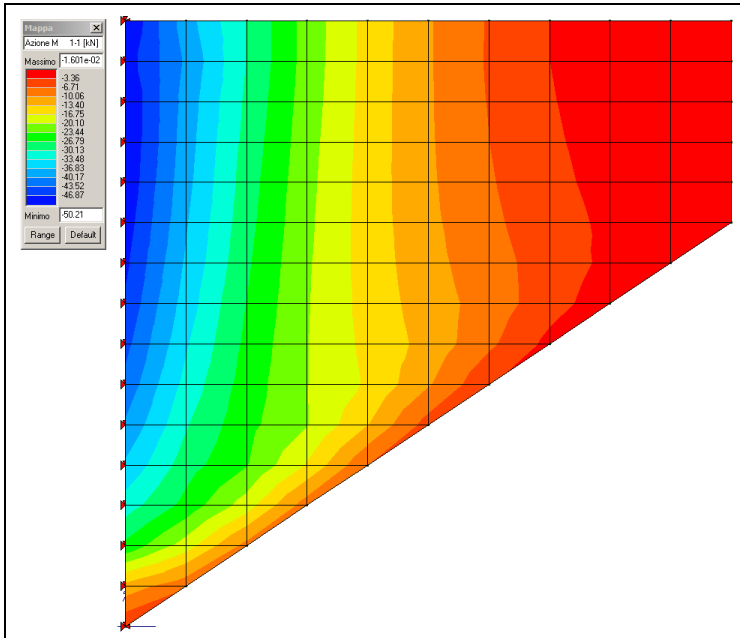
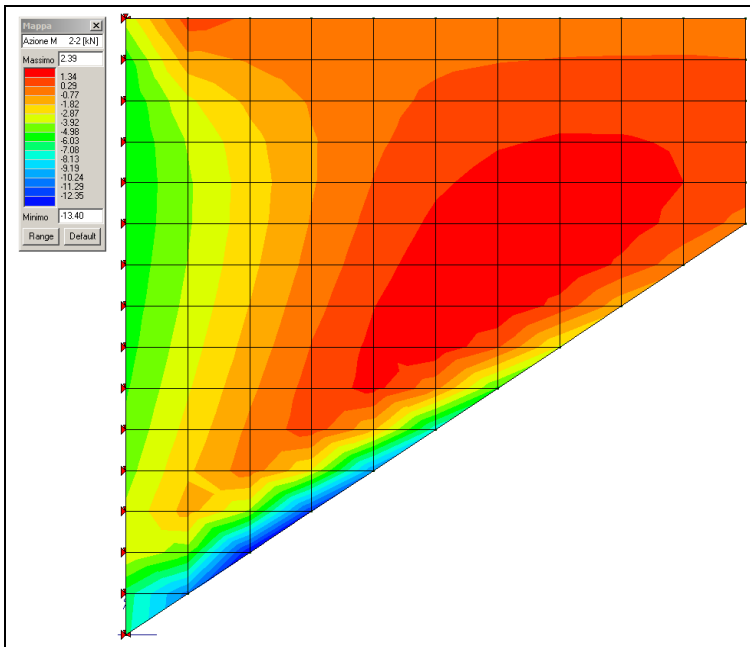


FIG. 7.3-14 M2-2 (Mx)



La sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale risulta inessenziale e non verrà preso in conto.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 50 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (109+6)/2 = 58 \text{ kN/m}$$

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura tesa costituita da $\varnothing 16/200$.

TAB. 7.3-5

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
A_s : Armatura tesa	1.005	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ ϕ /2]	68	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
A_s' : Armatura compressa	565	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ' /2]	66	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	50,0	kNm	
N : Sforzo normale	-58,0	kN	
E : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0,0		0 : breve durata; 1.5: lunga durata
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3} (1 + \phi)]$	34.077	N/mm ²	
$\alpha = E_s / E_{cm}$	6,16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	55	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	3,57	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	152,21	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	-5,40	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
$u = M/N - h/2$	-1112	mm	NO!
$d = h - c + u$	-680	mm	
$d' = c' + u$	-1046	mm	
$p = u^2 * 2 * n * (A_s' * d' + A_s * d) / b$	1,25E+06	mm ²	
$q = u^3 * 3 * n^2 * (A_s' * d'^2 + A_s * d^2) / b$	-1,40E+09	mm ³	
$Q = (-p)^3 + q$	2,18E+02	mm ⁶	
z	-1057	mm	
	0,00000		
$y = z - u$	55	mm	
$S_n = b * y^2 / 2 + n * A_s' * (y - c') - n * A_s * (h - c - y)$	-8,86E+05	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fed}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha*(A_s+A_s')$]	509.680	mm ²	
S : momento statico	1,27E+08	mm ³	
Y_x : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	4,31E+07	mm ³	
f_{ctm}	3,21		
$\sigma_s = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm ²	
$M_{fess} = (\sigma_s + N/A) * W$	110,4	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

7.3.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU

FIG. 7.3-15 N1-1 (Nx)

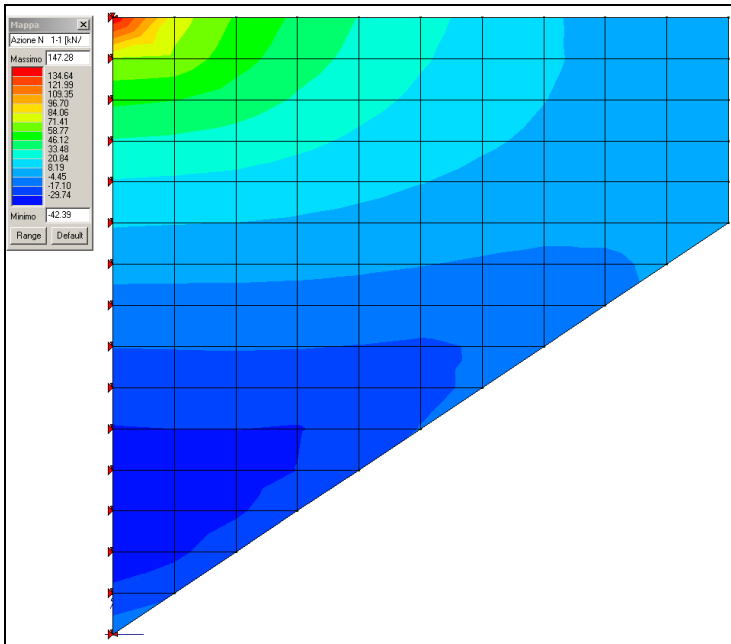


FIG. 7.3-16 M1-1 (My)

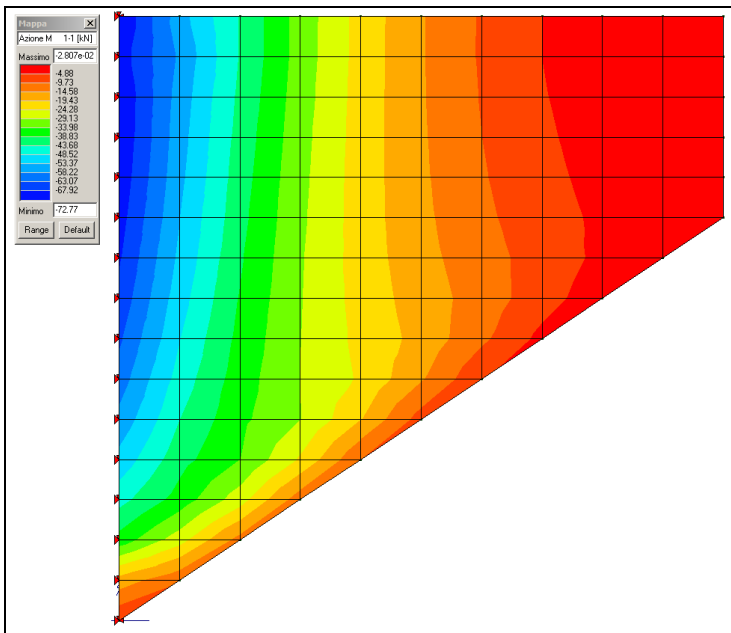


FIG. 7.3-17 V1-3

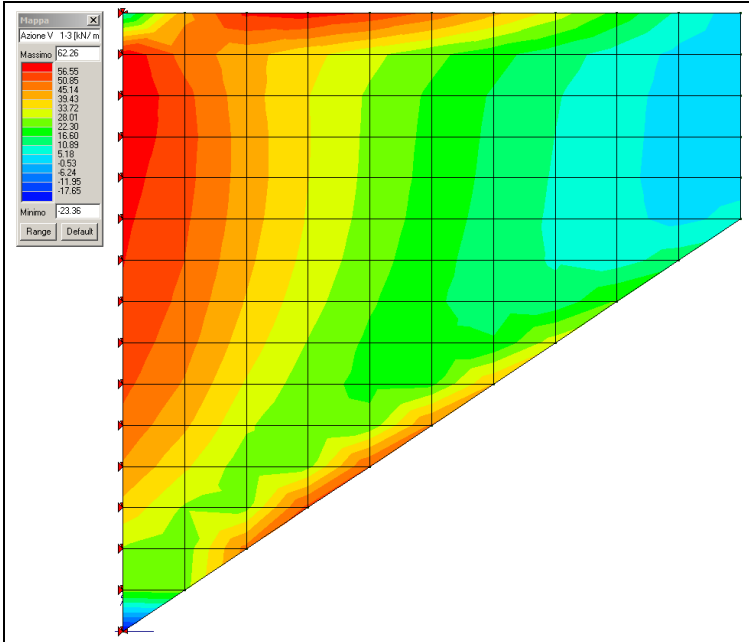
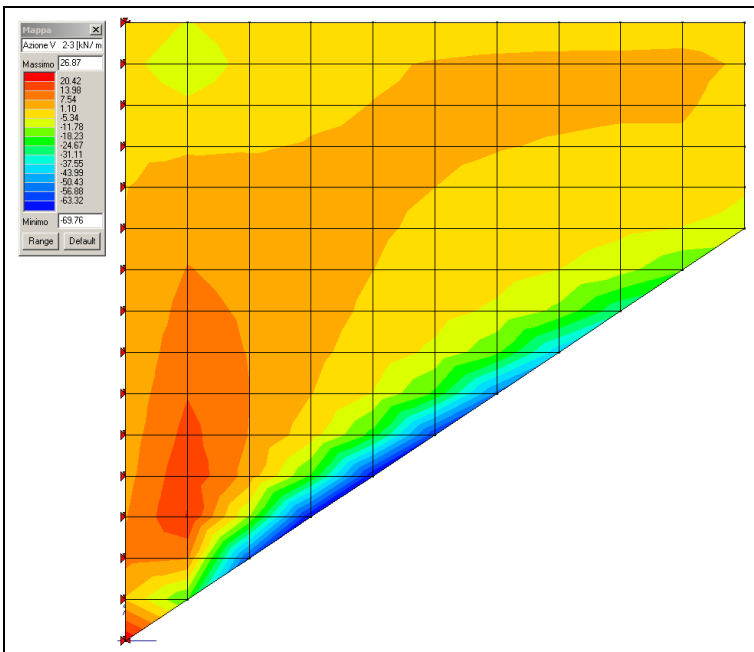


FIG. 7.3-18 V2-3



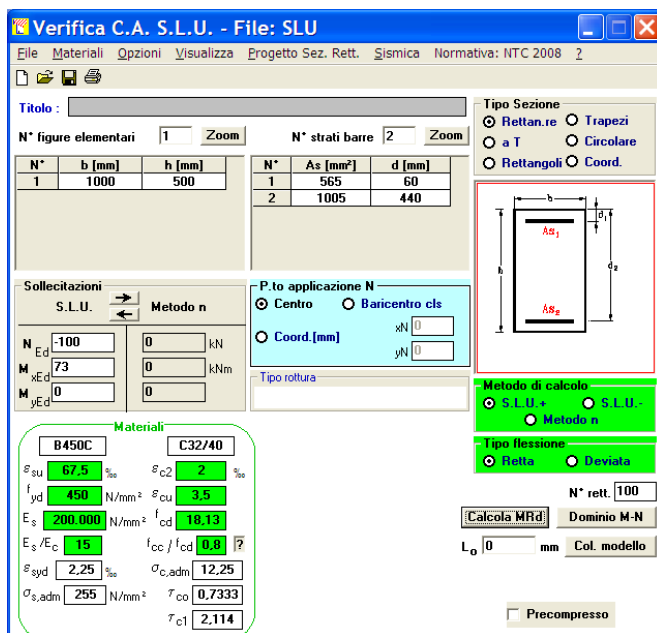
Verifica a Tensoflessione

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 73 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (148+42)/2 = 100 \text{ kN/m}$$

Fig. 7.3-19



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 70 kN/m

TAB. 7.3-6

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	70	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
A _{sl} (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
ρ _l	0,00233		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A _c	500000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	35	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,680		
VR _d	175,3	kN	
v _{min}	0,45	kN	
	194,9	kN	
VR_d	195	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

7.3.3. Paraghiaia

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche il paraghiaia (spessore 0.60 m) viene trattato in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188 ; k_E = 0.53$$

Considerato che l'altezza del paraghiaia è condizionato dall'altezza della trave e che questa può arrivare a 3.0 m, si sviluppa un'analisi di validità generale per altezze di paraghiaia sino a 4.3 m.

Volendo attribuire alla presente trattazione una validità generale per tutti i paraghia presenti su spalle che sostengono impalcati in acciaio, chiuse o aperte che siano:

- si assume un coefficiente di spinta peggiorativo valutato in condizioni 'a riposo' ($1 - \sin 38^\circ = 0.38$), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse
- si considera l'inerzia del terreno inscatolato (per una lunghezza retrostante pari a 4.15 m), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse.
- Le sollecitazioni sono sempre riferite ad una fascia di profondità pari a 1,0 m.

7.3.3.1. Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica

- Azioni verticali

$$\text{Peso proprio} : 25 \cdot 0.60 \cdot 4.3 = 64.3 \text{ kN}$$

- Azioni orizzontali

$$\text{Peso proprio} : q = 0.376 \cdot 25 \cdot 0.60 = 5.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Terreno inscatolato} : q = 0.376 \cdot 19.5 \cdot 4.15 = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spinta delle terre} : q_{\max} = 19.5 \cdot 0.53 \cdot 4.3 = 44.4 \text{ kN/m}$$

- Sollecitazioni alla base

$$N = 64.3 \text{ kN} ; \quad H = (5.6 + 30.4) \cdot 4.3 + 44.4 \cdot 4.3 / 2 = 246.4 \text{ kN}$$

$$M = (5.6 + 30.4) \cdot 4.3^2 / 2 + 44.4 \cdot 4.3^2 / 6 = 461.3 \text{ kNm}$$

7.3.3.2. Sollecitazioni – SLU: Fase Statica

- Azioni verticali

Peso proprio : 64.3 kN/m

Azione $Q_{1k} = 300$ kN (n°2 carichi posti a distanza trasversale 2.0 m)

- Azioni orizzontali

Spinta delle terre : $q_{max} = 19.5 \cdot 0.38 \cdot 4.3 = 31.9$ kN/m

Sovraccarico : $q = 25.0 \cdot 0.38 = 9.5$ kN/m

Azione di Frenatura : $H = 180$ kN

- Sollecitazioni alla base

Si considera una diffusione delle azioni concentrate a 45°

Di conseguenza i carichi Q_{1k} vengono considerati agenti su una lunghezza trasversale pari a:

$$B1 = 2.0 + 2 \cdot 4.3 = 10.6 \text{ m}$$

mentre l'azione da Frenatura viene considerata agente su una lunghezza trasversale pari a:

$$B2 = 2 \cdot 4.3 = 8.6 \text{ m}$$

$$N = 1.35 \cdot 64.3 + 1.35 \cdot 300 / 10.6 = 125.0 \text{ kN/m}$$

$$H = 1.35 \cdot 31.9 \cdot 4.3 / 2 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 4.3 + 1.35 \cdot 180 / 8.6 = 182.1 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.35 \cdot 31.9 \cdot 4.3^2 / 6 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 4.3^2 / 2 + 1.35 \cdot 180 \cdot 4.3 / 8.6 = 386.0 \text{ kN/m}$$

7.3.3.3. Sollecitazioni – SLE

$$N = 64.3 + 300 / 10.6 = 92.6 \text{ kN/m}$$

$$M = 31.9 \cdot 4.3^2 / 6 + 9.5 \cdot 4.3^2 / 2 + 180 \cdot 4.3 / 8.6 = 276.0 \text{ kN/m}$$

7.3.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da $\varnothing 20/100$ controterra e $\varnothing 16/200$ all'esterno

TAB. 7.3-7

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	600	mm	
r : Ricoprimento barre tese	70	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	70	mm	
n° barre armatura tesa	10		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A_s : Armatura tesa	3.142	mm ²	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ ϕ /2]	80	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A'_s : Armatura compressa	1.005	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ' /2]	78	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	276,0	kNm	
N : Sforzo normale	92,6	kN	
E_s : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
$E_{cm} = [22000*((f_{ck}+8)/10)^{0,3}](1+\phi)$	34.077	N/mm ²	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	131	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	9,20	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	169,05	N/mm ²	
σ'_s : Tensione acciaio compresso	21,96	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
$u = M/N - h/2$	2681	mm	>-h/3
$d = h-c+u$	3201	mm	
$d' = c'+u$	2759	mm	
$p = u^2 \cdot 2 \cdot n \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) / b$	7,03E+06	mm ²	
$q = u^2 \cdot 3 \cdot n \cdot (A'_s \cdot d'^2 + A_s \cdot d^2) / b$	1,85E+10	mm ³	
$Q = (-p)^3 + q^2$	2,18E+02	mm ⁶	
z	2811	mm	
	0,00000		
y = z - u	131	mm	
$S_n = b \cdot y^2 / 2 + n \cdot A'_s \cdot (y-c') - n \cdot A_s \cdot (h-c-y)$	1,31E+06	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{f,crd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha \cdot (A_s + A'_s)$]	625.555	mm ²	
S : momento statico	1,85E+08	mm ³	
Y_o : baricentro [S/A]	295	mm	
J : momento d'inerzia	1,92E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	6,51E+07	mm ³	
f_{ctm}	3,21		
$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm ²	
$M_{f,crd} = (\sigma_t + N/A) \cdot W$	183,8	kNm	
M_{f,crd} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
Elementi preparatori			
A_{cl} : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]$	156,083	mm ²	
ρ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0201		
w_{amm} : apertura ammissibile fessura	0,30	mm	
E_s : modulo elasticità acciaio	200.000	N/mm ²	
i_s : distanza tra barre tese min	100	mm	
k_s	0,4		0,6: breve durata; 0,4: lunga durata
k_1	0,80		barre aderenza migliorata
k_2	0,50		flessione
k_3	3,40		
k_4	0,425		
Distanza media tra le fessure "s_{rm}"			
limite spaziatura barre : $5*(r+\phi/2)$	400	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
Distanza media tra le fessure "Δ_{smax}"			
$\Delta_{smax} = k_3*r + k_1*k_2*k_4*\phi/\rho$	406,9216	%	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ϵ_{sm}"			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s*f_{ctm}/\rho*(1+\alpha*p))/E_s] ; 0,6*\sigma_s/E_s$	0,0005		
Apertura delle fessure "w_k"			
$w_k = s_{rm}*\epsilon_{sm}$	0,197	mm	< $w_{amm}=0,3$

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.3.5. Verifiche SLU: Taglio

Il Taglio massimo risulta attinto nella Fase Sismica (246.4 kN/m). Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da Ø20/100. Prudenzialmente si trascura l'effetto benefico dell'azione normale di compressione.

TAB. 7.3-8

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	246,4	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	600	mm	
n° barre armatura tesa	10		
ϕ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	3142	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile d	530	mm	
ρ_l	0,00593		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	600000	mm ²	
σ_{cp}	0,000	MPa	
f_{ck}	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,614		
VRd	273,8	kN	
v_{min}	0,41	kN	
	215,2	kN	
VRd	274	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Non risulta necessaria armatura a Taglio.

7.3.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 7.3-20 FASE SISMICA

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface for seismic verification. The window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag_PSFlex_Sis'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The interface is divided into several panels:

- Titolo:** Empty text field.
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Table 1:**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600
- Table 2:**

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1005	60
2	3142	540
- Tipo Sezione:**
 - Rettan.re
 - Trapezi
 - a T
 - Circolare
 - Rettangoli
 - Coord.
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. (selected) / Metodo n
 - N_{Ed}: 64,3 kN
 - M_{xEd}: 461,3 kNm
 - M_{yEd}: 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord. [mm]: xN=0, yN=0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U. +
 - S.L.U. -
 - Metodo n
- Tipo flessione:**
 - Retta
 - Deviata
- Materiali:**
 - B450C / C32/40
 - ε_{su}: 67,5 ‰ / ε_{c2}: 2 ‰
 - f_{yd}: 450 N/mm² / ε_{cu}: 3,5 ‰
 - E_s: 200.000 N/mm² / f_{cd}: 18,13
 - E_s/E_c: 15 / f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 - σ_{syd}: 2,25 ‰ / σ_{c,adm}: 12,25
 - σ_{s,adm}: 255 N/mm² / τ_{co}: 0,7333
 - τ_{c1}: 2,114
- M_{xRd}:** 724,6 kNm
- σ_c:** -18,13 N/mm²
- σ_s:** 450 N/mm²
- ε_c:** 3,5 ‰
- ε_s:** 18,45 ‰
- d:** 540 mm
- x:** 86,11 / **x/d:** 0,1595
- δ:** 0,7
- N° rett.:** 100
- Col. modello:** 0
- Precompresso

FIG. 7.3-21 FASE STATICA

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface for static verification. The window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag_PSFlex_Stat'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The interface is divided into several panels:

- Titolo:** Empty text field.
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Table 1:**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600
- Table 2:**

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1005	60
2	3142	540
- Tipo Sezione:**
 - Rettan.re
 - Trapezi
 - a T
 - Circolare
 - Rettangoli
 - Coord.
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. (selected) / Metodo n
 - N_{Ed}: 125 kN
 - M_{xEd}: 386 kNm
 - M_{yEd}: 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord. [mm]: xN=0, yN=0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U. +
 - S.L.U. -
 - Metodo n
- Tipo flessione:**
 - Retta
 - Deviata
- Materiali:**
 - B450C / C32/40
 - ε_{su}: 67,5 ‰ / ε_{c2}: 2 ‰
 - f_{yd}: 450 N/mm² / ε_{cu}: 3,5 ‰
 - E_s: 200.000 N/mm² / f_{cd}: 18,13
 - E_s/E_c: 15 / f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 - σ_{syd}: 2,25 ‰ / σ_{c,adm}: 12,25
 - σ_{s,adm}: 255 N/mm² / τ_{co}: 0,7333
 - τ_{c1}: 2,114
- M_{xRd}:** 738,6 kNm
- σ_c:** -18,13 N/mm²
- σ_s:** 450 N/mm²
- ε_c:** 3,5 ‰
- ε_s:** 17,71 ‰
- d:** 540 mm
- x:** 89,12 / **x/d:** 0,165
- δ:** 0,7
- N° rett.:** 100
- Col. modello:** 0
- Precompresso

7.3.4. Pareti di risvolto

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche la Parete di risvolto (spessore 0.60 m) viene trattata in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188$$

$$\theta_{\min} = 17.6^\circ \Rightarrow k_E = 0.592 ; \theta_{\max} = 24.86^\circ \Rightarrow k_E = 0.445$$

$$k_E = \text{MAX}[0.592 \cdot (1 - 0.188) ; 0.445 \cdot (1 + 1.188)] = 0.53$$

L'analisi che segue ha validità generale per le Pareti di tutti gli interventi su spalle passanti a 2 file di pali.

La Parete può essere riguardata come lastra rettangolare di dimensioni 2.20 m (L) x 4.30 m (Hmax) incastrata alla base (pulvino) e lungo un lato verticale (paraghiaia). L'orecchia è posta sul lato verticale opposto.

7.3.4.1. Azioni

SLU

Tralasciando per il momento le azioni trasmesse alla parete dall'orecchia, nella Fase Statica la Parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p1', dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p_1 = 1.50 \cdot 0.38 \cdot 25.0 = 1.50 \cdot 9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q1', dovute alla spinta delle terre, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{1(4.3)} = 1.35 \cdot 0.38 \cdot 19.5 \cdot 4.3 = 1.35 \cdot 7.4 = 43.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica la parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p2', dovuta all'inerzia della parete:

$$p_2 = 0.376 \cdot 25 \cdot 0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q2', dovute alla spinta di Mononobe, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{2(4.3)} = 0.53 \cdot 19.5 \cdot 4.3 = 44.4 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q3', dovute all'inerzia del terreno inscatolato, il cui valore massimo (in alto) vale:

$$q_{3(0.0)} = 0.376 \cdot 19.5 \cdot 4.3 / (\tan 38^\circ) = 40.3 \text{ kN/m}^2$$

Il valore di cui sopra è determinando assumendo una 'profondità' trasversale della massa di terreno pari a quella del cuneo di spinta.

Prendendo ora in esame le azioni trasmesse dall'Orecchia, nel paragrafo precedente, si è ottenuto che l'azione orizzontale totale agente sull'Orecchia – e quindi trasmessa alla Parete - è pari a:

Fase Statica

- $V1_{sta} = 14.3 * ((1.0 + 3.0) * 3.0 / 2) = 85.8 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(1.35 * 0.38 * 19.5) + (1.35 * 0.38 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.0 + 6.67 * y] * dy = [10 * y + 6.67 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 60 \text{ kN}$

Fase Sismica

- $V3_{sis} = 4.7 * ((1.0 + 3.0) * 3.0 / 2) = 27.0 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(0.53 * 19.5) + (0.53 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.3 + 6.89 * y] * dy = [10.3 * y + 6.89 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 61.9 \text{ kN}$

Al fine di effettuare un confronto tra le due Fasi, si analizza una mensola di altezza (4.3m) e sviluppo (2.2m) pari a quelle della Parete.

- Fase Statica

$$T = [(14.3 * 4.3 + 43.0 * 4.3 / 2)] + [85.8 + 60.0] / 2.2 = 220 \text{ kN/m}$$

$$M = [(14.3 * 4.3^2 / 2 + 43.0 * 4.3^2 / 6) + [(85.8 + 60.0) * (4.3 - 1.11)]] / 2.2 = 436 \text{ kNm/m}^{(1)}$$

(1) con valutazione approssimata le azioni derivanti dall'orecchia sono state applicate nel baricentro della stessa.

- Fase Sismica

$$T = [(4.7 * 4.3 + 44.4 * 4.3 / 2) + 40.3 * 4.3 / 2] + [27.0 + 61.9] / 2.2 = 222 \text{ kN/m}$$

$$M = [(4.7 * 4.3^2 / 2 + 44.4 * 4.3^2 / 6 + 40.3 * 4.3^2 * 2 / 3) + [(27.0 + 61.9) * (4.3 - 1.11)]] / 2.2 = 805 \text{ kNm/m}$$

In definitiva la Fase sismica è nettamente peggiorativa e sarà l'unica ad essere presa in conto

SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(4.3)} = 31.8 \text{ kN/m}^2$$

7.3.4.2. Sollecitazioni e Verifiche

Nella modellazione viene inserita anche l'orecchia, poiché mentre per la Parete la fase peggiorativa è quella Sismica, per l'Orecchia stessa è quella Statica (vedi par. 7.3.2). I risultati della modellazione attuale concernenti l'Orecchia non verranno presi in conto.

Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

Gli elementi hanno dimensioni lievemente diverse l'uno dall'altro, ma, ai fini dell'integrazione dei risultati su un metro lineare, possono essere assunti quadrati ($\approx 0.40 \times 0.40 \text{ m}$).

SLE

Fig. 7.3-22 N1-1 (Nx)

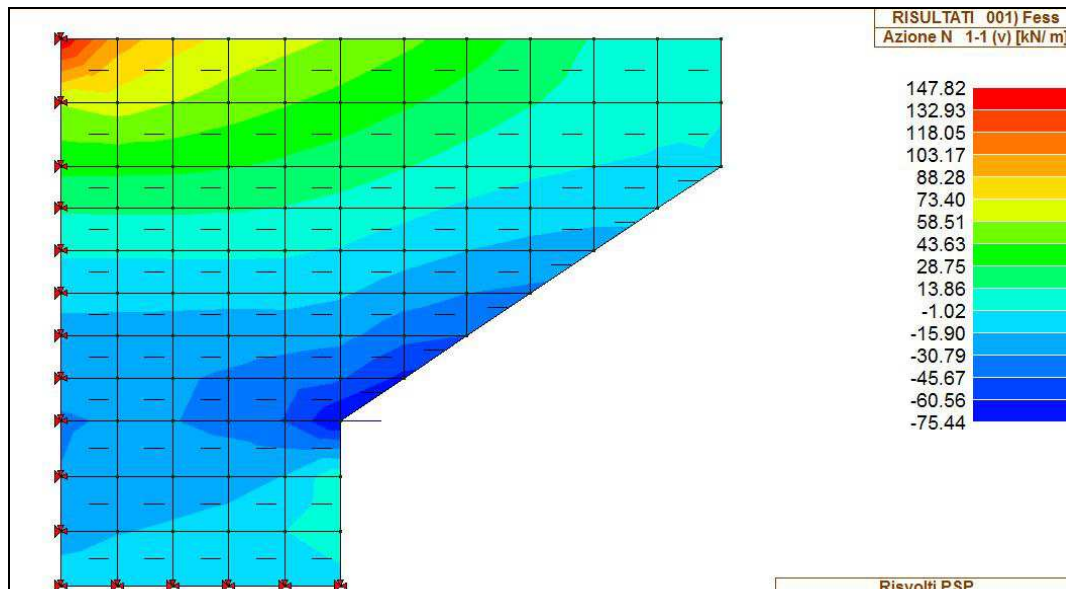


FIG. 7.3-23 M1-1 (My)

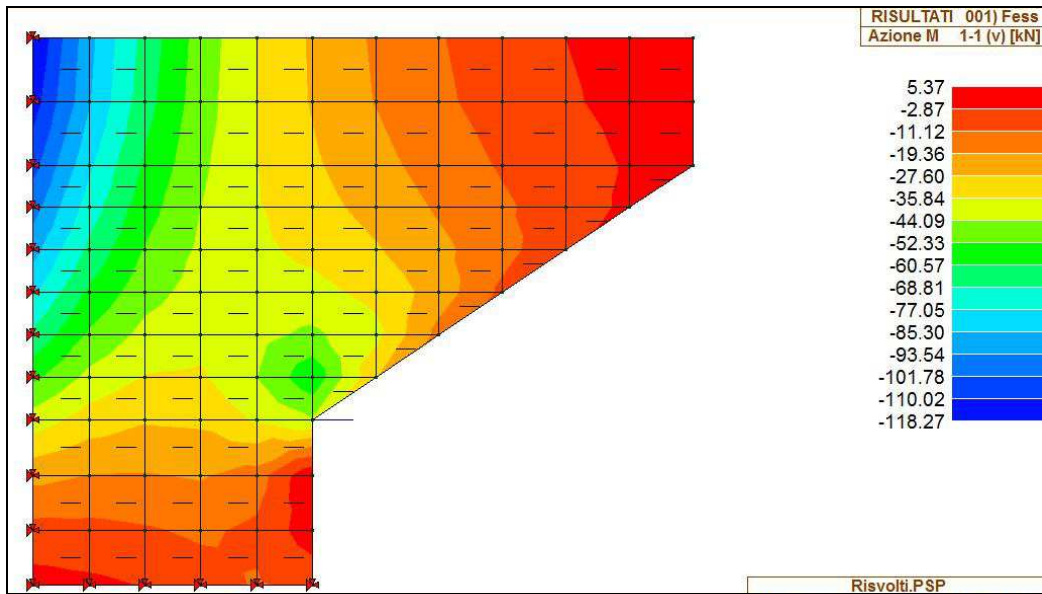
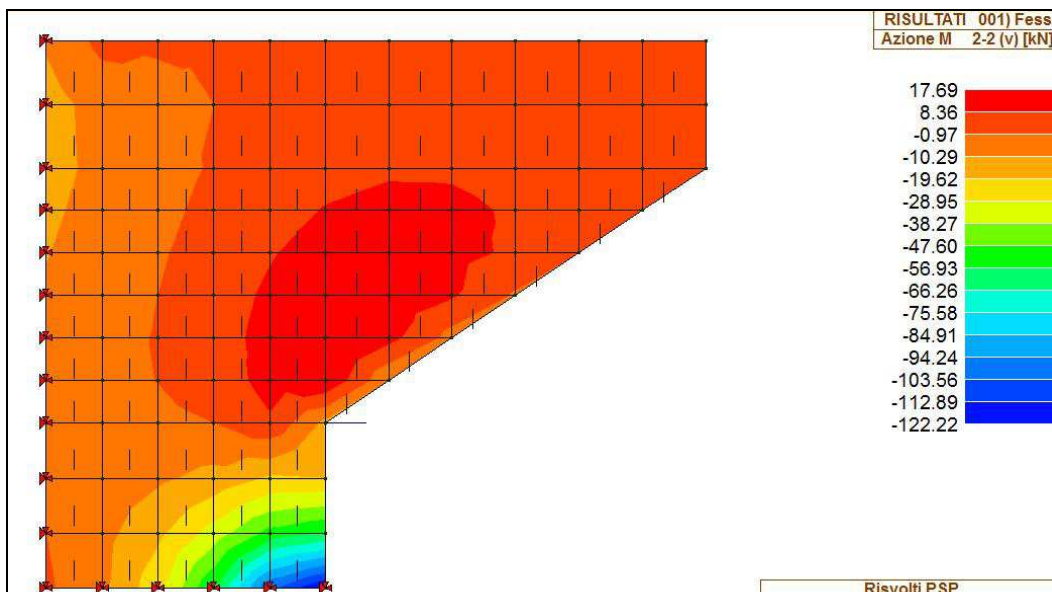


FIG. 7.3-24 M2-2 (Mx)



La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale (spigolo in basso a destra della fig. 6.3-24), integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a $\approx (122+85)/2 = 103$ kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale (spigolo in alto a sinistra della fig. 6.3-23) è pari a 118 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a $(148+46)/2 = 97$ kN/m

Armatura orizzontale

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura tesa/compressa costituita da $\varnothing 16/200$.

TAB. 7.3-9

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	600	mm	
r : Ricoprimento barre tese	70	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	70	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
A_s : Armatura tesa	1.005	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ ϕ /2]	78	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A_s' : Armatura compressa	1.005	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ' /2]	78	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	118,0	kNm	
N : Sforzo normale	-97,0	kN	
E _s : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*($f_{ck}+8$)/10]^0,3/(1+ ϕ)	33.346	N/mm ²	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,30		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	64	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	6,32	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	287,06	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	-9,06	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
u = M/N - h/2	-1516	mm	NO!
d = h-c+u	-994	mm	
d' = c'+u	-1438	mm	
p = u ² *2*n*(A' _s *d'+A _s *d)/b	2,33E+06	mm ³	
q = u ³ *3*n*(A' _s *d'+A _s *d)/b	-3,55E+09	mm ³	
Q = (-p) ³ +q ²	2,18E+02	mm ⁶	
z	-1453	mm	
	0,00000		
y = z - u	64	mm	
S _n = b*y ² /2 + n*A' _s *(y-c')-n*A _s *(h-c-y)	-9,76E+05	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{ford}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ α *(A _s +A' _s)]	612.662	mm ²	
S : momento statico	1,84E+08	mm ³	
Y _s : baricentro [S/A]	300	mm	
J : momento d'inerzia	1,86E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	6,21E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,02		
$\sigma_c = f_{ctm}/1,2$	2,52	N/mm ²	
M _{ford} = ($\sigma_c + N/A$)*W	146,6	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante. (Cls effettivo C35/45; assunto C32/40)

Armatura verticale

Il momento è inferiore al precedente e lo sforzo normale è ora di compressione: si adotta la medesima armatura ($\varnothing 16/200$ controterra/esterno).

SLU

Fig. 7.3-25 N1-1 (Nx)

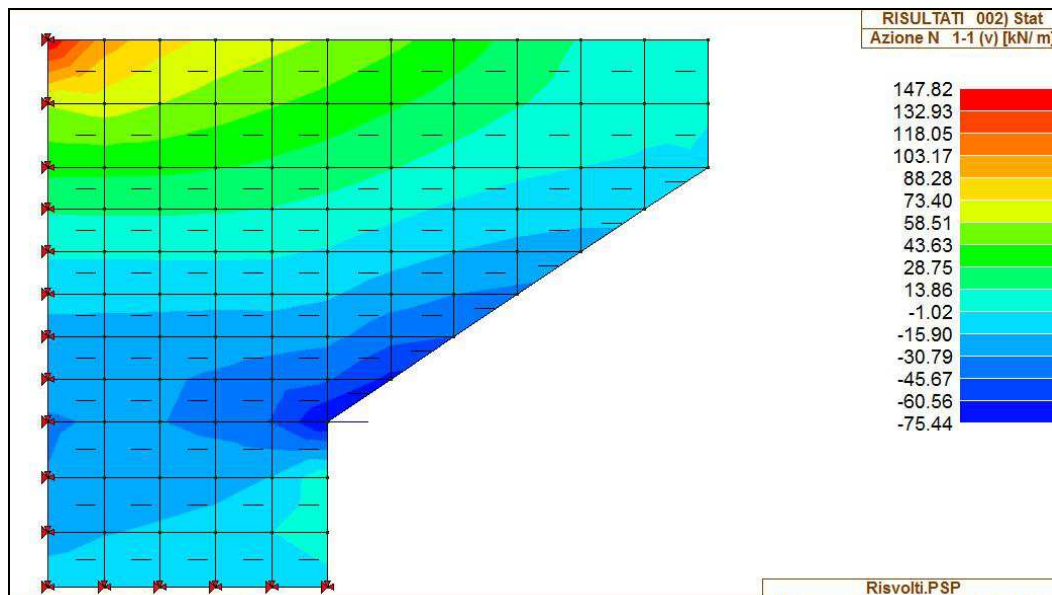


Fig. 7.3-26 M1-1 (My)

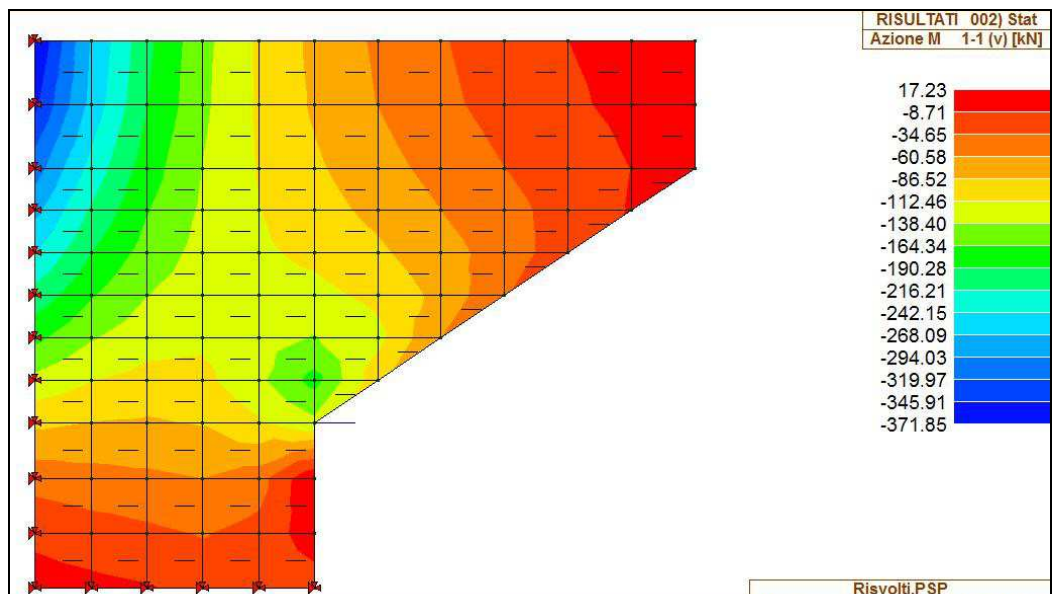


Fig. 7.3-27 M1-1 (My)

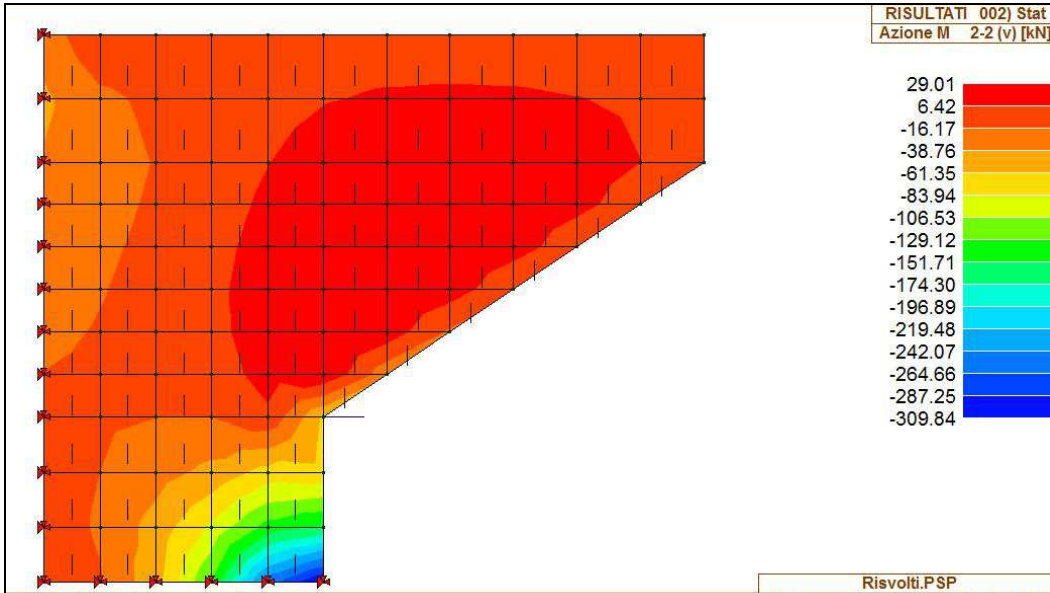


Fig. 7.3-28 V1-3

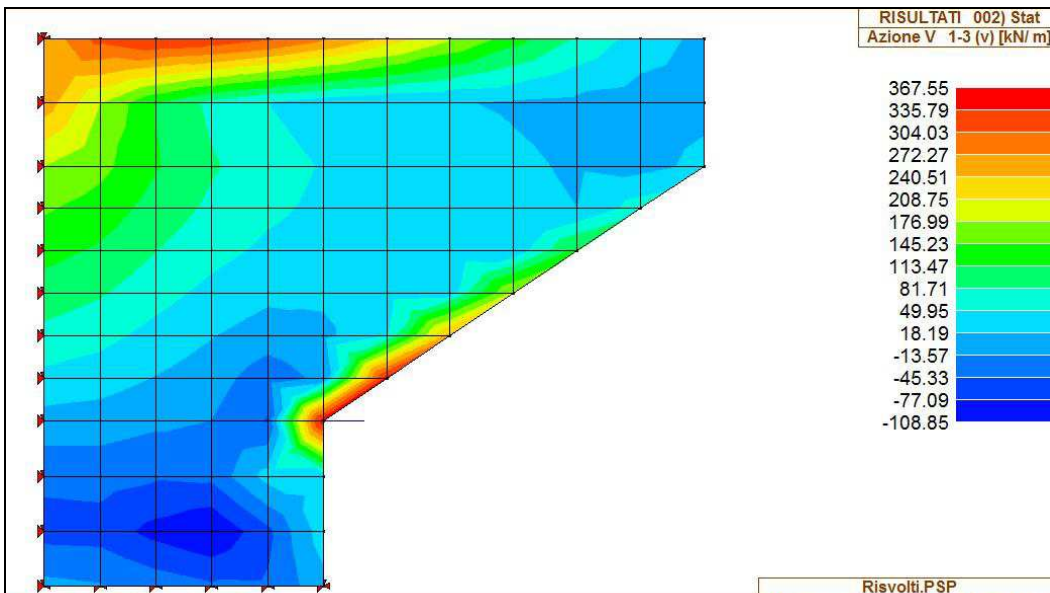
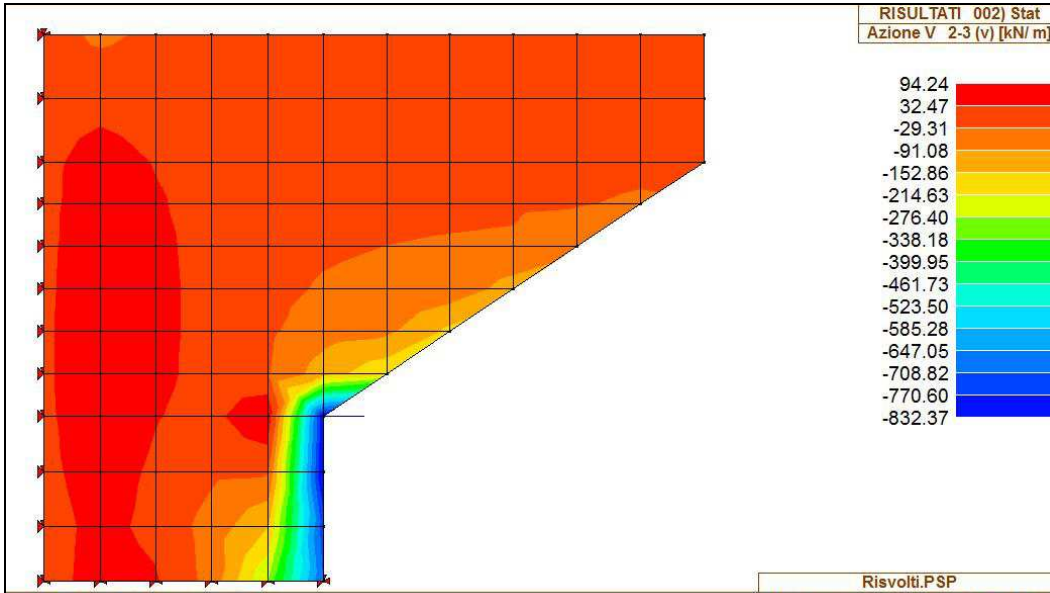


Fig. 7.3-29 V2-3



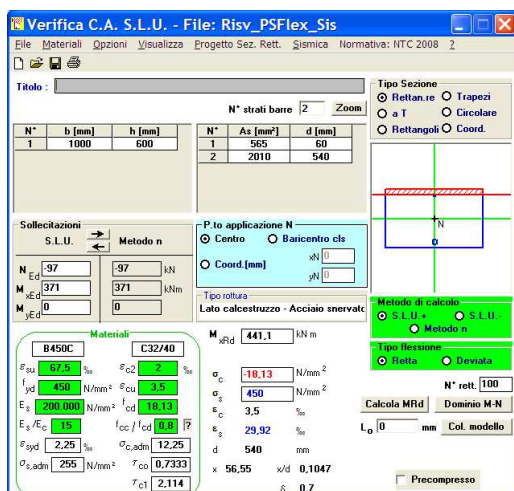
La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale, integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a $\approx (310+106)/2 = 208$ kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale è pari a 371 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a $(148+44)/2 = 97$ kN/m

Armatura orizzontale

L'armatura precedentemente ipotizzata (SLE) non risulta sufficiente: si adottano $\varnothing 16/100$ controterra

Fig. 7.3-30



Armatura verticale

Fig. 7.3-31

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

Titolo: _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	600	1	565	60
			2	1005	540

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 -97 kN
M_{Ed}: 208 371 kNm
V_{Ed}: 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [mm]: xN 0, yN 0

Materiali: B450C, C32/40

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

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Prudenzialmente si è trascurato l'effetto benefico dello sforzo normale.

L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata (Ø16/200 controterra).

Verifica a Taglio

Preventivamente si determina la sollecitazione per la quale non è necessaria armatura specifica, assumendo un valore nullo dello sforzo normale:

TAB. 7.3-10

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - Vsd			
base bw	1000	mm	
altezza h	600	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	532	mm	
pl	0,00189		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	600000	mm²	
σcp	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,613		
VRd	187,6	kN	
vmin	0,41	kN	
	215,8	kN	
VRd	216	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Il valore (187 kN/m) viene superato nel primo metro sul lato verticale (a partire dall'alto) e nel primo metro sul lato orizzontale (a partire da destra).

- a) primo metro sul lato verticale (escludendo i valori di picco in superficie)

$$V_{med} = 240 \text{ kN/m}$$

TAB. 7.3-11

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	272	kN	
base sezione - bw	1000	mm	
altezza totale sezione - h	600	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - d	550	mm	
z braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	495		
f _{ck}	32	MPa	
f _{cd} = 0.85*f _{ck} /1,5	18,13	MPa	
f _{ywd}	391,3	MPa	
v utilizzato =0.5	0,50		
cot θ	1,000		1,0 < cot θ < 2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci staffe - n	5		
staffe Ø	12	mm	
Area staffa singola - A _{st}	113,1	mm ²	
passo staffe - s	200	mm	
A _{st} / s	2,83	mm ² /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	2244,0	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	547,7	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0,22	≤	4,53
condizione soddisfatta			

(Cls effettivo C35/45; assunto C32/40)

Si dispongono spilli Ø12/200x200 su una superficie di 1.5x1.5 m.

- b) primo metro sul lato orizzontale

$$V_{med} = (832+214)/2 = 523 \text{ kN/m} < V_{Rsd} = 547 \text{ kN/m}$$

Si dispongono spilli Ø12/200x200 su una lunghezza di 1.5 m e per tutta l'altezza del lato verticale sino all'attacco con l'orecchia.

7.3.5. Pulvino

Il pulvino può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza ≈ 19.0 m, avente sezione di larghezza 5.60 m e altezza (minima) 2.0 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse longitudinale (direzione asse ponte – X) pari a 3.6 m, mentre i due vincoli estremi trovano a ≈ 1.0 m dalle estremità del pulvino.

Le azioni esterne sono rappresentate :

- in direzione Y, dalle azioni verticali trasmesse dagli appoggi, posti a distanza 15.0 m.
- trasversalmente dal momento torcente indotto sia dalle azioni orizzontali dovute alla spinta delle terre sia dalle azioni sul piano trasversale (del pulvino) dovute alle azioni orizzontali (minimali) trasmesse dagli appoggi

7.3.5.1. Armatura longitudinale (direzione Y)

Si considera, a favore di sicurezza, che l'appoggio generico sia intermedio all'interasse pali ($4.25/2 = 2.13$ m).

Si considera, a favore di sicurezza, che i coefficienti ψ non siano minori dell'unità.

Per semplicità ed a favore di sicurezza si assume un braccio della coppia interna del pulvino pari alla sua altezza decrementata di 200mm (copriferrì).

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone' – lecito considerando che la distanza massima dell'azione verticale dall'asse palo è assai simile all'altezza utile del pulvino. Si indica con 'T' lo sforzo nel tirante.

L'armatura di intradosso è indicata con 'A_{si}':

TAB. 7.3-12

Armatura Longitudinale	N - kN	M trasv - kNm	dist. Appoggi - m	SLU		SLE	
				coeff.	Max Reaz Appoggio	coeff.	Max Reaz Appoggio
			15				
PP + Permanenti Portati	1'198	0		1.35	1'617	1.00	1'198
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	914	2'543		1.35	1'463	0.75	686
Carichi Mobili (Max Mom Long)	466	3'342		1.35	930	0.75	350
Reazione Max Totale	2'547				2'547		1'547
Interasse Pali - m	4.25						
Altezza Pulvino - m	2.00						
T - kN	1'503	SLU					
A _{si} - mm ²	3'844						
σ _{s lim} - N/mm ²	160	SLE					
T - kN	913						
A _{si} - mm ²	5'707						

Si arma con 12Ø25 (5880 mm²) disposti all'interno dell'area circolare occupata dai pali (2 x 1.2 m) e con Ø20/200 nella parte restante.

All'estradosso si dispongono Ø20/200 (n°25).

7.3.5.2. Armatura trasversale (direzione X) e di parete

Si determina l'armatura trasversale – da palo a palo – operando a favore di sicurezza: si assume lo sforzo normale massimo nel palo e, indipendentemente dal fatto che tale sforzo è già stato assorbito dal tirante longitudinale, si applica nuovamente un meccanismo 'strut&tie' trasversale, assumendo come lunghezza dello sbalzo la distanza tra asse palo e filo paraghiaia (1.5 m).

TAB. 7.3-13

Armatura trasversale		
sbalzo - m	1.5	
N max palo - kN	2'380	SLU
T - kN	991	
A _{si} - mm ²	2'536	
N max palo - kN	1'757	SLE
T - kN	732	
A _{si} - mm ²	4'577	

Si arma con 10Ø25 (4900 mm²) disposti su ogni coppia di pali e con Ø20/200 nella parte restante.

7.4. SINTESI ARMATURE

7.4.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.5 : st $\varnothing 16/200$;

Da quota -4.5 a fine palo: st $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°24 $\varnothing 26$ (L_{barra} : 6 m);

Da quota -4.0 a quota -16.0: n°12 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 12 m)

da quota - 15.0 a fine palo : n°12 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 12.0+4.0 m)

7.4.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: $\varnothing 20/200$ ($\varnothing 25/100$ sotto gli appoggi);

Intradosso: n°10 $\varnothing 25$ su ogni fila di pali - $\varnothing 20/200$ nelle parti restanti

- Intermedia: $\varnothing 16/400$

Armatura in direzione trasversale Y

- Estradosso: $\varnothing 20/200$;

Intradosso: n°12 $\varnothing 25$ su ogni fila di pali - $\varnothing 20/200$ nelle parti restanti

7.4.3. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: $\varnothing 12/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: $\varnothing 20/100$; Esterno: $\varnothing 16/200$

7.4.4. Pareti di Risvolto

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: Ø16/100 ; Esterno: Ø12/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Ø16/200 ; Esterno: Ø12/200

- Spilli Ø12/200x200 per ≈2.5 m2 in alto (attacco paraghiaia) e per ≈ 2.5 m2 in basso (lato di attacco orecchia)

7.4.5. Orecchie

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: Ø16/200; Esterno: Ø16/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Ø12/200; Esterno: Ø12/200

8. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE

Le pile, in numero di 2, sono denominate P1, P2. L'altezza di tutte le pile (attacco fondazione-base appoggi) è pari a 6.1 m. La pila ha sezione a *biscotto* di dimensioni 17.20x1.2 m, completata da due semicerchi di raggio 0.6 m.

NOTA BENE – Per quanto riguarda le convenzioni sul sistema di riferimento, esso rimane quello già indicato per le spalla, ma il pedice del momento indica ora l'asse di sollecitazione e non l'asse momento.

8.1. AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO

In tabella sono sintetizzate le azioni globali - prive di qualsiasi coefficiente - trasmesse in Fase Statica o Sismica da un singolo impalcato (vedi Allegato)

TAB. 8.1-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO

Cavalcavia via Imperiale				
PILA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	13'627	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	4'193	0	0	4'547
Carichi Mobili (Max Mom Long)	2'548	0	0	6'774
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-251	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	2'548	0	0	-6'774
Frenamento	0	197	0	0
Vento Trasversale	0	0	669	1'894
Sisma Longitudinale (SLD)	0	627	0	0
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	627	0
Sisma Verticale (SLD)	245	0	0	0
Sisma Longitudinale (SLV)	0	1'659	0	0
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	1'659	0
Sisma Verticale (SLV)	947	0	0	0

8.2. SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO

Nelle Tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni allo spiccato:

- nella Fase Sismica (assumendo, a favore di sicurezza nella presente fase progettuale ed in conformità con quanto sviluppato per le spalle, l'azione verticale sismica - concomitante con direzioni 'principali' di ingresso X e Y - al 100% invece che al 30% come consentito)
- nella Fase Statica (SLU), analizzando 4 combinazioni per ognuno dei due Gruppi di Carico '1' e '2a' e sintetizzando in coda gli involuppi aventi a base il minimo e il massimo sforzo normale
- nelle combinazioni SLE 'rare', operando come per la Fase Statica SLU

TAB. 8.2-1

Parametri sismici						
kh (masse)	0.373					
kv+ (masse)	0.178					
Pila						
Altezza pila - m	6.11					
Area fusto - m ²	21.7					
Peso fusto - kN	3'315					
FUSTO - SLU - SISMICA						
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	
Sisma X						
Pila	3'315	1'236	0	3'777	0	
PP + Permanenti Portati	13'627	1'659	0	10'136	0	
Sisma Y						
Pila	3'315	0	1'236	0	3'777	
PP + Permanenti Portati	13'627	0	1'659	0	10'136	
Sisma Z						
Pila (Kv+)	590	0	0	0	0	
PP + Permanenti Portati	947	0	0	0	0	
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	
Sisma Prevalente X (Kv+)	17'403	2'895	869	13'914	4'174	
Sisma Prevalente X (Kv-)	16'481	2'895	869	13'914	4'174	
Sisma Prevalente Y (Kv+)	17'403	869	2'895	4'174	13'914	
Sisma Prevalente Y (Kv-)	16'481	869	2'895	4'174	13'914	

TAB. 8.2-2

SLU - STATICA								SLU - STATICA							
Gruppo 1								Gruppo 2a							
comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.35	1.00	5'661	0	0	0	6'138	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.35	0.75	4'245	0	0	0	4'604
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.35	0.75	0	199	0	1'219	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972
			28'532	0	1'004	0	15'111				27'117	199	1'004	1'219	13'576
comb. 2	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 2	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.35	1.00	3'440	0	0	0	9'145	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.35	0.75	2'580	0	0	0	6'859
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.35	0.75	0	199	0	0	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972
			26'311	0	1'004	0	18'117				25'451	199	1'004	0	15'831
comb. 3	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 3	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.35	0.75	0	199	0	1'219	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972
			22'871	0	1'004	0	8'972				22'871	199	1'004	1'219	8'972
comb. 4	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 4	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	4475	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	18'396	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.35	0.75	0	199	0	1'219	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'004	0	8'972
			22'871	0	1'004	0	8'972				22'871	199	1'004	1'219	8'972
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm										
INVLUPPO - Nmax	28'532	199	1'004	1'219	18'117										
INVLUPPO - Nmin	22'871	199	1'004	1'219	18'117										



TAB. 8.2-3

SLE Gruppo 1							SLE Gruppo 2a								
comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.00	1.00	4'193	0	0	0	4'547	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.00	0.75	3'145	0	0	0	3'410
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.00	0.75	0	148	0	903	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982
			21'135	0	669	0	10'529				20'086	148	669	903	9'392
	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.00	1.00	2'548	0	0	0	6'774	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.00	0.75	1'911	0	0	0	5'081
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.00	0.75	0	148	0	903	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982
			19'490	0	669	0	12'756				18'853	148	669	0	11'062
	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.00	0.75	0	148	0	903	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982
			16'942	0	669	0	5'982				16'942	148	669	903	5'982
	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	3'315	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'627	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.00	0.75	0	148	0	903	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	669	0	5'982
			16'942	0	669	0	5'982				16'942	148	669	903	5'982
			N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm				N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
INVILUPPO - Nmax			21'135	148	669	903	12'756								
INVILUPPO - Nmin			16'942	148	669	903	12'756								

8.3. VERIFICHE ALLO SPICCATO

Si sintetizzano le azioni per le Situazioni descritte al paragrafo precedente.

TAB. 8.3-1

Pila : Azioni estradosso	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
SLU - SISMICA					
Sisma Prevalente X (Kv+)	17'403	2'895	869	13'914	4'174
Sisma Prevalente X (Kv-)	16'481	2'895	869	13'914	4'174
Sisma Prevalente Y (Kv+)	17'403	869	2'895	4'174	13'914
Sisma Prevalente Y (Kv-)	16'481	869	2'895	4'174	13'914
SLU - STATICA					
INVILUPPO - Nmax	28'532	199	1'004	1'219	18'117
INVILUPPO - Nmin	22'532	199	1'004	1'219	18'117
SLE					
INVILUPPO - Nmax	21'135	148	669	903	12'756
INVILUPPO - Nmin	16'691	148	669	903	12'756

Dove Mx è il momento flettente in direzione longitudinale X e Vx è la sollecitazione tagliante in direzione X.

8.3.1. SLU

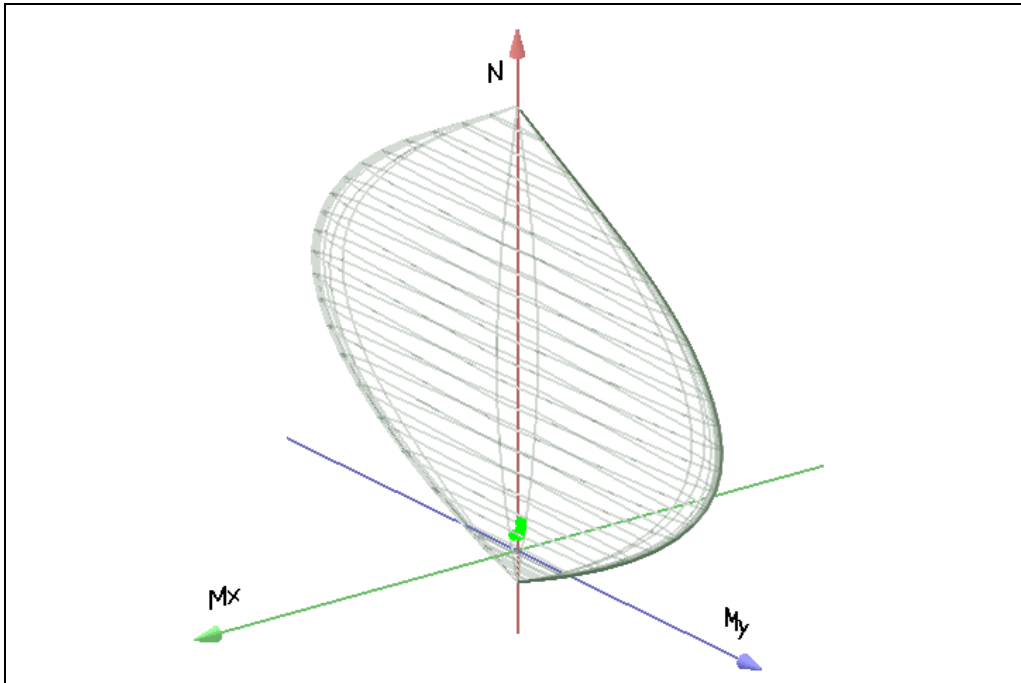
La combinazione sismica più sfavorevole risulta essere quella con Sisma Prevalente in direzione X e kv con segno negativo, mentre in statica verranno verificate entrambe le combinazioni.

8.3.1.1. Pressoflessione

Si ipotizza un'armatura costituita da Ø20/150, che corrisponde ad una percentuale di armatura dello 0.35%.

Nel seguito, a favore di sicurezza, viene considerata la sola sezione rettangolare 17.2x1.2 m, trascurando i due semicerchi terminali.

FIG. 8.3-1



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
N	N mm	N mm	
-29503652,91	4,69	5900640,54	Completamente tesa
417810778,94	-4,69	-5446252,24	Completamente compressa
1702,19	16197857037,72	5899091,16	Fibre inferiori tese
-1796,76	-16196041709,46	5902189,58	Fibre superiori tese
0,80	-213,67	237601896409,02	Fibre di sinistra tese
0,80	213,67	-237601896409,02	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm		
1	16481000,00	13914000000,00	4174000000,00	P	46409420,00	39180910000,00	11753710000,00	0,350	OK
				M	386541400,00	13896620000,00	4168786000,00	0,040	
				N	16481000,00	24678160000,00	7403093000,00	0,560	
2	16481000,00	13914000000,00	4174000000,00	P	46409420,00	39180910000,00	11753710000,00	0,350	OK
				M	386541400,00	13896620000,00	4168786000,00	0,040	
				N	16481000,00	24678160000,00	7403093000,00	0,560	
3	17403000,00	4174000000,00	13914000000,00	P	48625130,00	11662430000,00	38876630000,00	0,360	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
4	16481000,00	4174000000,00	13914000000,00	P	46334690,00	11734790000,00	39117820000,00	0,360	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
5	28532000,00	1219000000,00	18117000000,00	P	368646700,00	15750050000,00	234080100000,00	0,080	OK
				M	414107500,00	1215543000,00	18065620000,00	0,070	
				N	28532000,00	22655600000,00	336711700000,00	0,050	
6	22532000,00	1219000000,00	18117000000,00	P	355779300,00	19247960000,00	286066600000,00	0,060	OK
				M	414107500,00	1215543000,00	18065620000,00	0,050	
				N	22532000,00	20914180000,00	310830400000,00	0,060	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm		
3	17403000,00	4174000000,00	13914000000,00	P	48625130,00	11662430000,00	38876630000,00	0,360	OK
5	28532000,00	1219000000,00	18117000000,00	M	414107500,00	1215543000,00	18065620000,00	0,070	OK
1	16481000,00	13914000000,00	4174000000,00	N	16481000,00	24678160000,00	7403093000,00	0,560	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14,94 \text{ N/mm}^2$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	N mm	N mm	N	N/mmq		mm	
7 OK	903000000,00	12756000000,00	21135000,00	-1,37	0,09	0,00	0,00
8 OK	903000000,00	12756000000,00	16691000,00	-1,17	0,08	0,00	0,00

La sezione risulta verificata.

8.3.1.2. Taglio

Inizialmente i tagli vengono disaccoppiati.

Taglio massimo in direzione longitudinale e trasversale: $V_{max} = 2900$ kN

Ai sensi di [Norma – par. 7.9.5.2.2] tale azione va amplificata per un coefficiente γ_{Rd} pari al massimo a 1.25.

Di conseguenza :

$$V_{Ed} = 2900 * 1.25 = 3625 \text{ kN}$$

La percentuale d'armatura minima secondo l'espressione di [Norma – eq.7.9.15] non va applicata, risultando:

$$v_k = N / (A_c * f_{ck}) \text{ [Norma – par. 7.9.2.1]}$$

$$A_c = 1200 * 17200 = 20.640.000 \text{ mm}^2$$

$$v_k = 17403000 / (20640000 * 32) = 0.026 \ll 0.08$$

TAB. 8.3-2 DIREZIONE LONGITUDINALE

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - Vsd	3625	kN	
base bw	17200	mm	
altezza h	1200	mm	
n° barre armatura tesa	115		
ϕ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	36128	mm ²	
ricoprimento r	75	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	85	mm	
altezza utile d	1115	mm	
pl	0.00188		
Nsd (positiva se di compressione)	16481	kN	
Ac	20640000	mm ²	
σ_{cp}	0.798	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1.50		
ingranamento inerti = k	1.424		
VRd	8259.3	kN	
vmin	0.34	kN	
	8746.1	kN	
VRd	8746	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

TAB. 8.3-3 DIREZIONE TRASVERSALE

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	3625	kN	
base <i>b_w</i>	1200	mm	
altezza <i>h</i>	17200	mm	
n° barre armatura tesa	8		
φ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	2513	mm ²	
ricoprimento <i>r</i>	75	mm	
<i>c_t</i> (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	85	mm	
altezza utile <i>d</i>	17115	mm	
<i>ρ_l</i>	0.00012		
N _{sd} (positiva se di compressione)	16481	kN	
<i>A_c</i>	20640000	mm ²	
<i>σ_{cp}</i>	0.798	MPa	
<i>f_{ck}</i>	32	MPa	
<i>γ</i>	1.50		
ingranamento inerti = <i>k</i>	1.108		
VRd	4457.9	kN	
<i>v_{min}</i>	0.23	kN	
	7203.1	kN	
VRd	7203	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Infine si effettua una verifica – cautelativa e non esplicitamente richiesta dalla Norma – per tenere conto della contemporaneità delle azioni taglianti nelle due direzioni principali:

$$V_{Edx}/V_{Rdx} + V_{Edy}/V_{Rdy} \leq 1$$

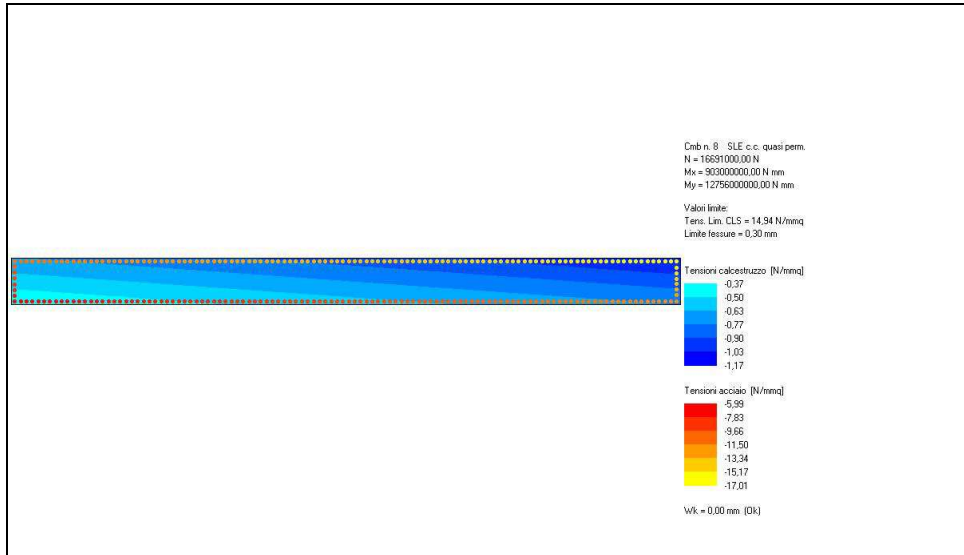
$$3625/8746 + (869 \cdot 1.25)/7203 = 0.56 < 1$$

8.3.2. SLE

8.3.2.1. Verifica a Fessurazione

$$N = 16691 \text{ kN}; M_x = 903 \text{ kNm}; M_y = 12756 \text{ kNm}$$

FIG. 8.3-2



La sezione risulta tutta compressa.

NOTA

Nella presente Fase progettuale le armature del fusto, determinate allo spiccato, vengono mantenute immutate per l'intera altezza, considerato che l'armatura verticale ha percentuale limitata (0.35%). In fasi progettuali successive si verificherà se possibile e opportuno diminuirle

8.4. SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE

Il plinto di fondazione ha dimensioni 5.00 x 20.00 x 2.00 m. Il peso proprio del plinto viene combinato con le azioni risultanti ad estradosso fondazione, adottando gli opportuni coefficienti a seconda dello stato limite indagato.

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le azioni Pila trasportate ad intradosso fondazione, le azioni indotte dal Plinto e le azioni totali ad intradosso fondazione.

TAB. 8.4-1

Pila : Azioni intradosso	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
SLU - SISMICA					
Sisma Prevalente X (Kv+)	17'403	2'895	869	19'704	5'911
Sisma Prevalente X (Kv-)	16'481	2'895	869	19'704	5'911
Sisma Prevalente Y (Kv+)	17'403	869	2'895	5'911	19'704
Sisma Prevalente Y (Kv-)	16'481	869	2'895	5'911	19'704
SLU - STATICA					
INVILUPPO - Nmax	28'532	199	1'004	1'219	18'117
INVILUPPO - Nmin	22'532	199	1'004	1'219	18'117
Plinto					
Lunghezza X - m	5.60				
Larghezza Y - m	20.00				
Spessore Z - m	2.00				
Interasse dir. X - m	3.60				
Interasse pali dir. Y - m	3.00				
Peso - kN	5'600				
Azioni da Plinto					
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
SLU - SISMICA					
Sisma Prevalente X (Kv+)	6'597	997	299	997	299
Sisma Prevalente X (Kv-)	4'603	997	299	997	299
Sisma Prevalente Y (Kv+)	6'597	299	997	299	997
Sisma Prevalente Y (Kv-)	4'603	299	997	299	997
SLU - STATICA					
	5'600	0	0	0	0
Azioni intradosso					
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
SLU - SISMICA					
Sisma Prevalente X (Kv+)	24'000	3'892	1'168	20'701	6'210
Sisma Prevalente X (Kv-)	21'084	3'892	1'168	20'701	6'210
Sisma Prevalente Y (Kv+)	24'000	1'168	3'892	6'210	20'701
Sisma Prevalente Y (Kv-)	21'084	1'168	3'892	6'210	20'701
SLU - STATICA					
INVILUPPO - Nmax	34'132	199	1'004	1'219	18'117
INVILUPPO - Nmin	28'132	199	1'004	1'219	18'117
SLE					
INVILUPPO - Nmax	26'735	148	669	1'198	14'094
INVILUPPO - Nmin	22'291	148	669	1'198	14'094

Il Plinto è disposto su n°14 pali aventi interasse longitudinale 3.0m e trasversale 3.6 m.

Si riportano le azioni nei pali.

TAB. 8.4-2

Ripartizione su 2x7 pali	Nmax - kN	Nmin - kN	H - kN
SLU - SISMICA			
Sisma Prevalente X (Kv+)	2'651	778	290
Sisma Prevalente X (Kv-)	2'442	570	290
Sisma Prevalente Y (Kv+)	2'344	1'084	290
Sisma Prevalente Y (Kv-)	2'136	876	290
SLU - STATICA			
INVILUPPO - Nmax	2'822	2'054	73
INVILUPPO - Nmin	2'393	1'626	73
SLE			
INVILUPPO - Nmax	2'218	1'601	49
INVILUPPO - Nmin	1'901	1'284	49

8.5. FONDAZIONI: PALI

Il Fusto è disposto su un plinto di fondazione di dimensioni 5.6x20.0 m di spessore 2.0 m, disposto su n°14 pali aventi interasse longitudinale 3.0 m e trasversale 3.6 m.

8.5.1. Verifiche Geotecniche

8.5.1.1. Portanza Verticale

Le sollecitazioni per le quali va analizzata la fondazione sono quelle ottenute dall'analisi allo spiccato fusto, in quanto l'analisi strutturale dell'impalcato è stata condotta considerando un fattore di struttura 'q' unitario (vedi par. 7.2.5 della Norma).

Al par. 7.3.1 sono state riportate le curve di portanza verticale e orizzontale nonché di sollecitazione e deformazione.

Dalla tabella precedente si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 2822 kN (Fase Statica)

PALO SINGOLO

Un palo di lunghezza **33.0** m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 2996.55 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.07 > 1.0$$

PALI IN GRUPPO

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del gruppo.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Materiale coesivo. Conseguentemente - interassi pari a 2.5Ø (simbologia da Relazione citata):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

$$B = 5.0 \text{ m}; h = 20.0 \text{ m}; L = 30.0 \text{ m}; L/B = 6.0; h/B = 4.0 \Rightarrow N_c = 15.8$$

$$\tau_{med} = 2700 / (33.0 \cdot 3.77) = 21.7 \text{ kPa} \quad (2700 \text{ kN: portanza a trazione del palo)}$$

$$Q_B = 2 \cdot (5.0 + 20.0) \cdot 21.7 \cdot 33.0 + 5.0 \cdot 20.0 \cdot 15.8 \cdot 66.0 = 35805 + 104280 = 140085 \text{ kN} > 33746 \text{ kN}$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : $L_{palo} = 33.0 \text{ m}$

8.5.1.2. Portanza Orizzontale

PALO SINGOLO

La massima azione tagliante VSd è pari a 290 kN (Fase Sismica).

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

La portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo inferiore a:

$$\Delta M = 1000 \cdot (318 - 290) / (557 - 318) = 117 \text{ kNm}$$

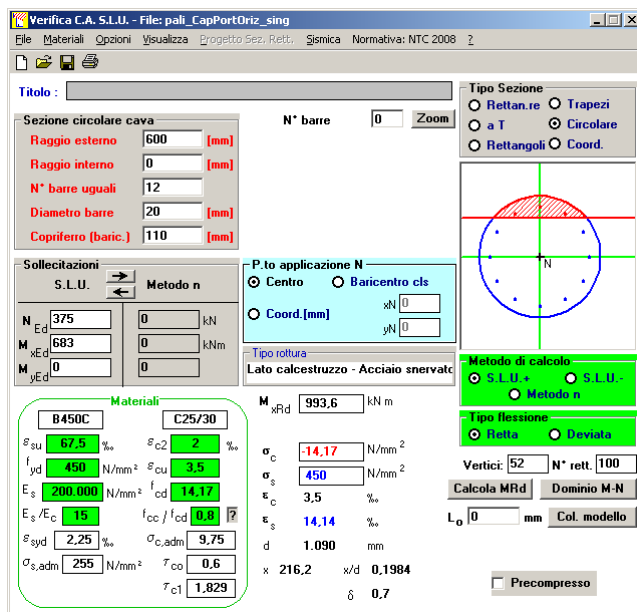
$$M_u = 800 - 117 = 683 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{min} = 375 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 8.5-1



La sezione risulta largamente verificata con n°12 Ø20 (0.3 %).

PALI IN GRUPPO

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (si assume 0.7) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 290/0.7 = 414 \text{ kN}$$

La portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

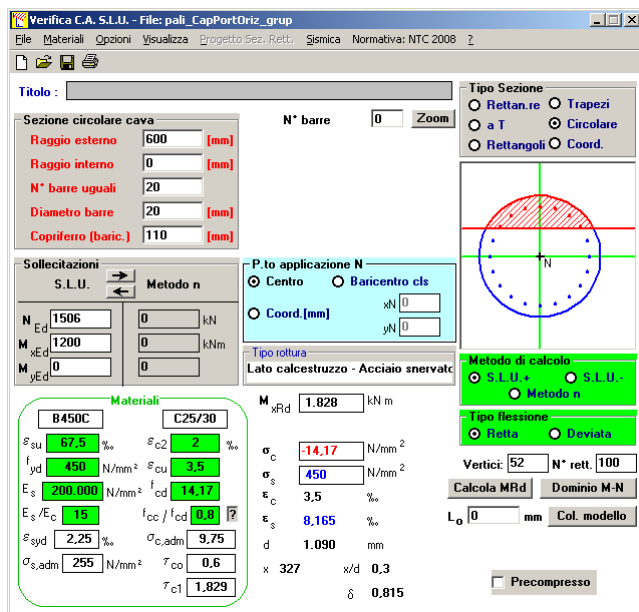
$$M_u = 1200 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale media nei pali, sempre per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 21084/14 = 1506 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 8.5-2



Si arma con n20 Ø20 (0.55%).

8.5.1.3. Verifiche SLU: Taglio

Verifica lato Acciaio

L'espressione

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}; \text{ dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

TAB. 8.5-1

Palo Φ 1500		cot θ = 1.0	cot θ = 1.5	cot θ = 2.0	cot θ = 2.5
\varnothing - mm	s - mm	V_{Rsd} - kN			
10	200	313	470	627	784
10	100	627	940	1.254	1.567
12	200	451	677	903	1.129
12	100	903	1.354	1.806	2.257
16	200	802	1.204	1.605	2.006
16	100	1.605	2.407	3.210	4.012
20	200	1.254	1.881	2.508	3.135
20	100	2.508	3.762	5.016	6.269

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ($290 \cdot 1.2 = 348$ kN) si riduce al 60% dell'azione in testa (209 kN) a quota -4.5 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (70 kN) a quote inferiori a -7.0m.

Con riferimento alla tabella precedente, anche adottando $\cot(\theta) = 1.0$, si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.5 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 802 \text{ kN} > 348 \text{ kN}$

da quota -4.5 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 451 \text{ kN} > 209 \text{ kN}$

Verifica lato Cfs.

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1200^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

8.5.1.4. Verifiche SLU: Pressoflessione

Come esposto al par. 7.3.1.3 si ipotizza che la seconda cerniera plastica sia posizionata a circa $3+4\phi$. Di conseguenza l'armatura inserita in testa verrà proseguita sino a quota -6.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -10.0m). Tale armatura verrà proseguita per 12 m.

Le verifiche verranno sviluppate per la sola situazione sismica, nettamente peggiorativa come già detto.

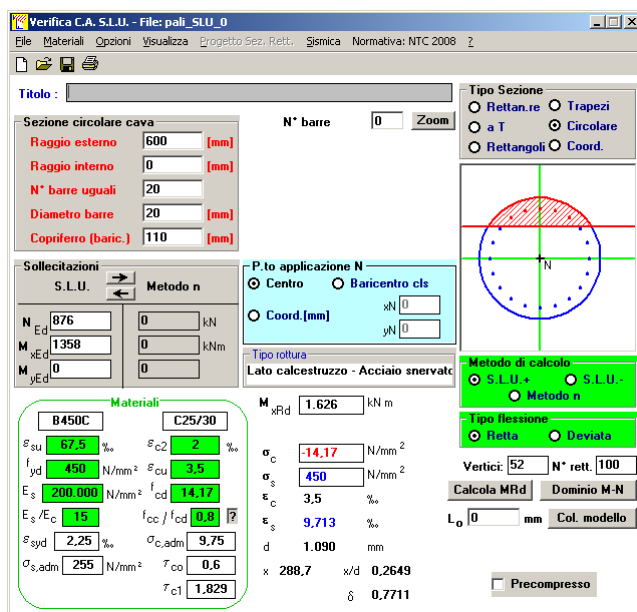
Dai valori di par.8.4 (taglio incrementato del 20% come previsto dalla Relazione Geotecnica) si ha:

TAB. 8.5-2

SLU					
Quota 0.0			N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		3.90			
SLU - Sismica Kv+			2'344	1'084	1'358
SLU - Sismica Kv-			2'136	876	1'358
SLU - Statica			2'822	1'626	342
Quota 9.0					
Ceff. 'M' da Taglio		1.10			
			N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			2'344	1'084	383
SLU - Sismica Kv-			2'136	876	383
SLU - Statica			2'822	1'626	96

Da quota 0.0 a quota -5.0 (L_{barra} 6.0 m)

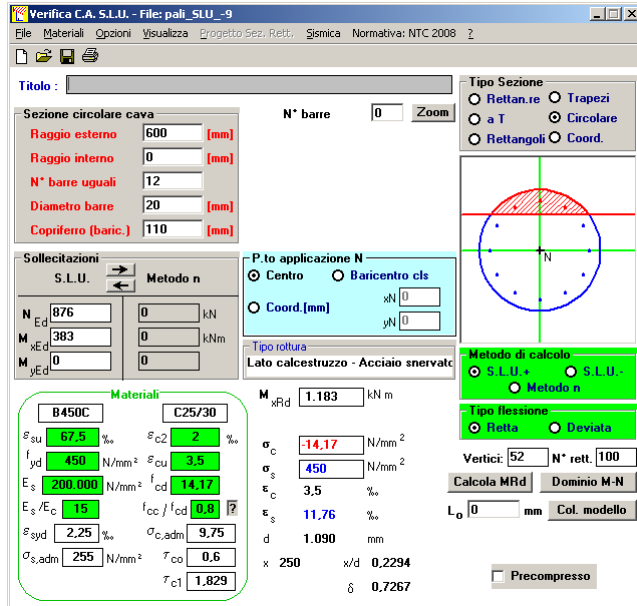
FIG. 8.5-3 – QUOTA 0.0



Si conferma l'armatura 20 ϕ 20.

Da quota -4.0 a quota -16.0 (L_{barra} 12.0 m)

FIG. 8.5-4 – QUOTA -9.0



Si arma con 12Ø20 (0.6%).

Da quota -15.0 a fine palo (L_{barra} 12.0+7.0 m)

Si arma con 12Ø20 (0.6%).

8.5.1.5. Verifiche SLE: Fessurazione

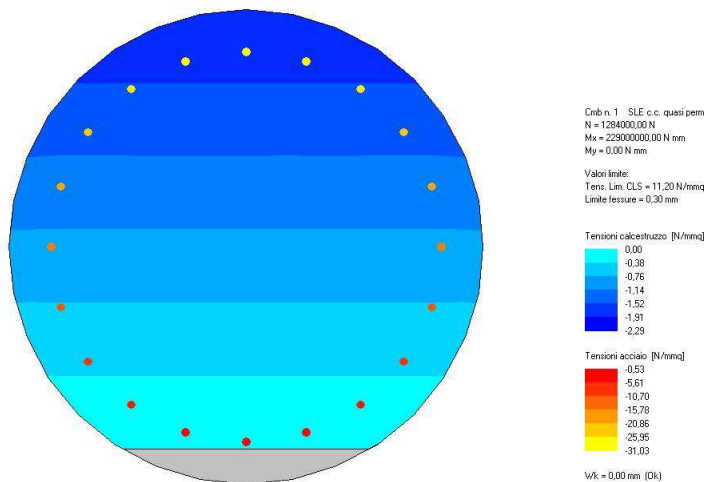
TAB. 8.5-3

SLE					
	Quota		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a	0.0		1'901	1'284	229
	Quota		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a	9.0		1'901	1'284	65

La sollecitazione flettente a quota – 9.0 m è pressoché nulla e non verrà analizzata.

Sezione di sommità

Fig. 8.5-5



La sezione risulta pressoché integralmente compressa.

Non risulta necessario procedere alla determinazione dell'apertura fessura.

8.5.1.6. Verifiche SLE: Deformazioni

Per le curve di deformazione vedi par. 7.3.1.5.

TAB. 8.5-4

DEFORMAZIONI		
	Quota 0.0	H - kN
SLE - 2a		59
Coeff. 'η' da Taglio		0.027
η max - mm		2

La deformazione viene ritenuta compatibile con la funzionalità dell'opera.

8.6. FONDAZIONI: PLINTO

8.6.1. Armatura orizzontale

Il plinto viene studiato in prima approssimazione come un insieme di travi a mensola incastrate a base pila e soggette all'azione concentrata trasmessa dal palo. I calcoli che seguono sono riferiti all'armatura in direzione X, in quanto i pali d'angolo non risultano ad una distanza dalla pila maggiore rispetto ai pali centrali.

8.6.1.1. Verifiche SLU e SLE

Lo sforzo normale massimo nel palo vale 2822 kN (SLU) e 2218 (SLE).

Lo sforzo massimo necessita di un'area della pila sul quale agire pari a :

$$A = 2822000 / (f_{ck} / 1.5) = 170000 \text{ mm}^2$$

Le dimensioni del quadrato equivalente risultano : 420x420 mm. Considerato che lo spessore della pila è 1200 mm, lo sforzo del puntone compresso può tranquillamente essere equilibrato da compressioni nel fusto il cui baricentro è posto a poche decine di centimetri dal bordo.

Si assume quindi una lunghezza dello sbalzo pari a 1.4 m (distanza asse palo/ filo pila 1.2 m).

Si determina poi l'angolo 'θ' compreso tra la retta orizzontale passante per il palo (posta a 100 mm dall'intradosso plinto per tenere conto del copriferro) e la retta inclinata che congiunge l'asse palo con il baricentro su precisato, posto sempre a 100 mm dall'estradosso plinto. Il complementare a 'θ' viene denominato 'α' (angolo della retta inclinata con la verticale).

Ricordando che il plinto ha spessore 2.0 m, l'altezza 'h' del triangolo di equilibrio risulta pari a 1.8 m: di conseguenza la validità del meccanismo 'strut & tie' (distanza 'a' ≤ 2*h) risulta confermata.

Si determina quindi lo sforzo di trazione 'T' conseguente alla massima azione verticale nei pali (SLU) e conseguentemente l'armatura 'A_s' necessaria.

$$T_{SLU} = N_{max} * tg\alpha ; \quad A_s = T_{SLU} / 391$$

$$T_{SLE} = N_{max} * tg\alpha ; \quad A_s = T_{SLE} / 160$$

TAB. 8.6-1

Plinto Tozzo		
H plinto - m	2.00	
L mensola - m	1.40	
N max palo - kN	2'822	SLU
T - kN	2'195	
Asi - mm ²	5'613	
N max palo - kN	2'218	SLE
T - kN	1'725	
Asi - mm ²	10'783	

In direzione X si adottano - disposti su due strati all'intradosso - n°22 Ø25 (10780 mm²).

Tra le file di pali si dispone all'intradosso, longitudinalmente, Ø20/200

In direzione Y all'intradosso si dispongono Ø20/200.

All'estradosso si dispongono longitudinalmente e trasversalmente Ø20/200.

Si dispone inoltre rete intermedia Ø16/400x400.

Punzonamento

In prima approssimazione e a favore di sicurezza si considera il palo come di sezione quadrata, inscritta nella sezione circolare effettiva:

$$L = 850 \text{ mm}$$

Si conducono due verifiche, come richiesto da Norma, a distanza 2d e a filo palo.

TAB. 8.6-2

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2	VERIFICA A DISTANZA 2d		
N	2'822	kN	sforzo normale
fck	25	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γ_c	1.5		
fcd	14.17	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
γ_s	1.15		
fyd (o fyw d)	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1800	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	3600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (a distanza 2d dal pilastro)	26'011	mm	perimetro critico
Acritica	53'645'345	mm ²	area critica
σ_t	0	MPa	pressione del terreno
ΔV_{ed}	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
V _{red,red}	2'822	kN	azione di calcolo depurata
β	1.15		eccentricità di carico
ved	0.07	MPa	tensione di punzonamento
Cr _{d,c}	0.12		
k check	1.33		$k=1+(200/d)^{0.5} \leq 2$
k assunto	1.33		
Asy 1 barra	314	mm ²	area 1 barra in direzione y
passo Asy	200	mm	
Asx 1 barra	314	mm ²	area 1 barra in direzione x
passo Asx	200	mm	
$\rho_{ly} = A_{sy} 1 \text{ barra} / (\text{passo} \cdot d)$	0.00087		percentuale geometrica armatura in direzione y
$\rho_{lx} = A_{sx} 1 \text{ barra} / (\text{passo} \cdot d)$	0.00087		percentuale geometrica armatura in direzione x
ρ_l check	0.00087	≤ 0.02	$\rho_l = (\rho_{lx} \cdot \rho_{ly})^{0.5} \leq 0.02$
ρ_l assunto	0.00087		
a	3600	mm	distanza dal perimetro di controllo
v _{rd,c} check	0.21	MPa	resistenza a punzonamento senza specifica armatura
v _{min}	0.269	MPa	
v _{min} *2d/a	0.269	MPa	
v _{rd,c} assunto	0.27	MPa	check v _{rd,c} ≥ v _{min} (6,5)
ved ↔ v _{rd,c} assunto	NO ARMATURA		
ved/v _{rd,c} assunto	0.26	3.89	R/S

TAB. 8.6-3

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2		VERIFICA FILO PILASTRO	
	d è riferito a baricentro armature		
N	2'822	kN	sforzo normale
fck	25	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γ_c	1.5		
fcd	14.17	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
γ_s	1.15		
fyd-fywd	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1800	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	3600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (filo pilastro)	3'392	mm	perimetro critico
Acritica	719'104	mm ²	area critica
σ	0	MPa	pressione del terreno
ΔV_{ed}	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
V _{red,red}	2'822	kN	azione di calcolo depurata
β	1.15		eccentricità di carico
ved	0.53	MPa	tensione di punzonamento
v	0.5		
v _{rd,max}	3.54	MPa	
ved ↔ v _{rd,max}	verifica soddisfatta	6.66	R/S

8.7. SINTESI ARMATURE

8.7.1. Pali Ø1200

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -5.0 : st Ø16/200; Da quota -5.0 a fine palo: st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°20 Ø20 (L_{barra} : 6 m);

Da quota -4.0 a quota -16.0: n°12 Ø20 (L_{barra} : 12 m)

da quota - 15.0 a fine palo : n°12 Ø20 (L_{barra} : 12.0+7.0 m)

8.7.2. Plinto

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: Ø20/200; Intradosso: su pali - n°22 Ø25; resto: Ø20/200

Intermedia: Ø16/400

- Armatura in direzione trasversale Y

Estradosso: Ø20/200; Intradosso: Ø20/200

Intermedia: Ø16/400

8.7.3. Fusto

- Armatura in direzione trasversale : dir. X spilli Ø8/300x150 ; dir. Y staffe 4 bracci Ø8/150

- Armatura in direzione verticale Z

Barre ripresa Ø20/150 per i primi 4.0 m; a partire da quota +2.0: immutata