



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

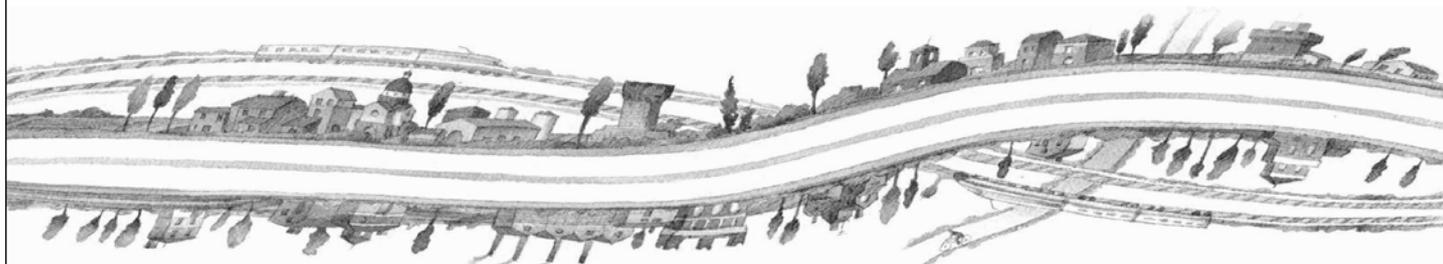
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO 02 - PONTE SUL CANALE RESEGA

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

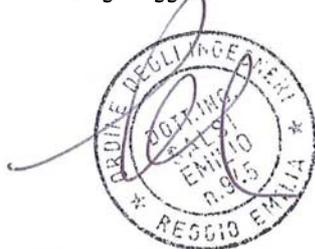
RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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:
2341	PD	0	A04	APO02	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
4. INCIDENZE	10
5. DATI DI BASE.....	11
5.1. DATI GENERALI	11
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	11
5.3. DATI SISMICI	12
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI	13
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	14
6.1. CRITERI DI CALCOLO.....	14
6.1.1. Descrizione	14
6.1.1.1. <i>Cassone Metallico</i>	14
6.1.1.2. <i>Vincolamento</i>	15
6.1.2. Modello di calcolo	17
6.1.3. Condizioni elementari di carico	18
6.1.3.1. <i>Peso proprio degli elementi strutturali (SW)</i>	18
6.1.3.2. <i>Carichi permanenti portati (DL)</i>	18
6.1.3.3. <i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i>	18
6.1.3.4. <i>Azioni della temperatura</i>	20
6.1.3.5. <i>Cedimenti vincolari</i>	20
6.1.3.6. <i>Azioni parassite dei vincoli</i>	20
6.1.3.7. <i>Azioni variabili da traffico (ML)</i>	21
6.1.3.8. <i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i>	21
6.1.3.9. <i>Azione Centrifuga</i>	21
6.1.3.10. <i>Azione del vento (WL)</i>	21
6.1.3.11. <i>Azioni sismiche</i>	21
6.1.4. Combinazioni di carico di progetto	24
6.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA	27
6.2.1. Reazioni vincolari.....	27
6.2.2. Azioni interne	28
6.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA.....	39
6.3.1. Sisma Orizzontale.....	39
6.3.2. Sisma Verticale	40
6.3.3. Azioni sismiche globali.....	42
6.3.4. Reazioni vincolari (FASE SISMICA)	45
6.4. VERIFICHE.....	47
6.4.1. Verifiche di resistenza a SLU.....	47

6.4.1.1.	Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta.....	48
6.4.1.2.	1° Campata – L1 = 35 m.....	49
6.4.1.3.	Sezione di pila.....	50
6.4.1.4.	2° Campata – L2 = 35 m.....	50
6.4.2.	Verifica del concio C1.....	53
6.4.3.	Verifica concio C2 (Intermedio).....	56
6.4.3.1.	Verifica della sezione di momento positivo.....	56
6.4.3.2.	Verifica della sezione di momento negativo.....	59
6.4.4.	Verifica concio C3 (sezione di pila).....	63
6.4.5.	Verifica concio C4.....	67
6.4.5.1.	Verifica della sezione di momento positivo.....	67
6.4.5.2.	Verifica della sezione di momento negativo.....	70
6.4.6.	Verifiche di deformabilità (SLE).....	74
6.4.7.	Verifica allo stato limite di collasso (SLC).....	74
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA.....	75
7.1.	CRITERI DI CALCOLO.....	75
7.1.1.	Angolo d'attrito terreno/parete.....	75
7.1.2.	Spinta delle terre: fase statica.....	75
7.1.3.	Spinta delle terre: fase sismica.....	75
7.1.4.	Stato Limite Ultimo.....	76
7.1.4.1.	Situazione Statica.....	76
7.1.4.2.	Situazione Sismica.....	76
7.1.5.	Stato Limite di Esercizio.....	77
7.1.5.1.	Combinazione 'rara' (Limitazioni Tensionali).....	77
7.1.5.2.	Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione).....	77
7.1.6.	Sovraccarico su terrapieno.....	77
7.1.7.	Spalle: Pareti di risvolto – Fase Sismica.....	82
7.1.8.	Spalle: Paraghaia.....	83
7.1.9.	Spalle: Orecchie.....	83
7.1.10.	Pali.....	83
7.1.10.1.	Verifiche Geotecniche.....	83
7.1.10.2.	Verifiche SLU: Taglio.....	83
7.1.10.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione.....	84
7.2.	ANALISI GLOBALE.....	85
7.2.1.	Azioni Globali : Fase Sismica.....	86
7.2.2.	Azioni Globali : Fase Statica.....	87
7.2.3.	Azioni Globali : SLE.....	88
7.2.4.	Azioni sul Palo singolo : Sintesi.....	89
7.3.	VERIFICHE.....	89
7.3.1.	Pali.....	89
7.3.1.1.	Verifiche Geotecniche.....	89
7.3.1.2.	Verifiche SLU: Taglio.....	95
7.3.1.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione.....	97

7.3.1.4.	Verifiche SLE: Fessurazione	99
7.3.1.5.	Verifiche SLE: Deformazioni.....	100
7.3.2.	Orecchie	102
7.3.2.1.	Azioni – SLU.....	102
7.3.2.2.	Azioni – SLE.....	102
7.3.2.3.	Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	103
7.3.2.4.	Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	106
7.3.3.	Paraghiaia.....	110
7.3.3.1.	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica	110
7.3.3.2.	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica.....	111
7.3.3.3.	Sollecitazioni – SLE.....	111
7.3.3.4.	Verifiche SLE: Fessurazione	111
7.3.3.5.	Verifiche SLU: Taglio.....	113
7.3.3.6.	Verifiche SLU: Pressoflessione	114
7.3.4.	Pareti di risvolto	115
7.3.4.1.	Azioni.....	115
7.3.4.2.	Sollecitazioni e Verifiche.....	117
7.3.5.	Pulvino	125
7.3.5.1.	Armatura longitudinale.....	125
7.3.5.2.	Armatura trasversale e di parete	126
7.4.	SINTESI ARMATURE.....	127
7.4.1.	Pali.....	127
7.4.2.	Pulvino	127
7.4.3.	Paraghiaia.....	127
7.4.4.	Pareti di Risvolto.....	128
7.4.5.	Orecchie	128
8.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE.....	129
8.1.	AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO	129
8.2.	SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO.....	130
8.3.	VERIFICHE ALLO SPICCATO.....	133
8.3.1.	SLU.....	133
8.3.1.1.	Pressoflessione	133
8.3.1.2.	Taglio.....	136
8.3.2.	SLE	138
8.3.2.1.	Verifiche tensionali e a fessurazione	138
8.4.	SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE.....	140
8.5.	FONDAZIONI: DIAFRAMMI	142
8.5.1.	Verifiche Geotecniche.....	142
8.5.1.1.	Portanza Verticale	142
8.5.1.2.	Portanza Orizzontale	148
8.5.1.3.	Verifiche SLU: Taglio.....	155
8.5.1.4.	Verifiche SLU: Pressoflessione	156
8.5.1.5.	Verifiche SLE.....	158
8.6.	FONDAZIONI: PLINTO.....	159

8.7. SINTESI ARMATURE.....	160
8.7.1. Diaframmi s = 1000 mm.....	160
8.7.2. Plinto.....	160
8.7.3. Fusto.....	160
9. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: APPOGGI E BAGGIOLI.....	161
9.1. APPOGGI	161
9.2. BAGGIOLI SPALLA	162
9.3. BAGGIOLI PILE.....	163
9.4. SINTESI ARMATURE.....	163
9.4.1. Baggioli su spalle.....	163
9.4.2. Baggioli su pile.....	163
10. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI.....	164
10.1. SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	165
10.1.1. Verifiche di resistenza dei diaframmi	169

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "APO 02", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sovrappassa il "Canale Resega" (o Fossa Raso), è posto alla Progr. 2+768 (Spalla A) ed è composto da tre campate, ognuna di luce pari a 35.0 m (distanza tra asse appoggi), per una lunghezza totale di 105 m.

Il Ponte è in curva, con raggio di curvatura pari a circa 2100 m. L'obliquità è pari a circa 9°.

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati di larghezza totale pari a 16.35 m (impalcato nord) e 16.65 m (impalcato sud). I due impalcati sono posti ad una distanza di 1.20 m l'uno dall'altro e possiedono la medesima pendenza trasversale, pari al 4.255%.

Ogni carreggiata ospita due corsie di marcia e una di emergenza (Fase 1), ma è stata predisposta per garantire, in Fase 2, l'allargamento alla terza corsia di marcia.

Il singolo **impalcato** è realizzato in **sezione mista acciaio-calcestruzzo** ed è costituito da un cassone metallico con altezza minima pari a 2.5 m e anime inclinate su cui poggia una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 35 cm.

Per la geometria dell'impalcato si veda la Sezione trasversale dell'opera riportata nella Fig. 1-1.

Il **sistema di vincolamento** dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a scorrimento con superficie curva (Friction Pendulum Isolators) inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. 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.

Le spalle – che raccolgono entrambi i viadotti - sono di tipo 'passante a due file di pali'.

La Spalla A ha sviluppo trasversale pari a circa 34.3m e altezza totale (h pulvino + h paraghiaia) in asse tracciamento pari a 6.1m; la Spalla B ha sviluppo trasversale pari a circa 34.5m e altezza totale (h pulvino + h paraghiaia) in asse tracciamento pari a 6.1m.

Ogni spalla grava su n°20 **pali** (2 file da 10 pali ciascuna) di diametro \varnothing 1200 e lunghezza pari a 25.0 m.

Vedi Fig. 1-2.

Le **pile** sono previste a fusto unico aventi sezione di forma ellittica (2.4 m x 9.7 m).

I plinti di fondazione presentano forma planimetrica rettangolare di lati pari a 7.5 m e 13.0 m e spessore pari a 1.5 m. Ogni plinto è fondato su 16 **diaframmi** in c.a. realizzati in opera aventi sezione rettangolare di lati 2.50 m x 1.00 m e altezza pari a 20.0m.

Vedi Fig. 1-3.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche assai simili a quelle dell'opera ora progettata, a meno della larghezza dell'impalcato, già previsto per 2 sole corsie.

Per quanto riguarda le opere provvisionali a presidio degli scavi, si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

- PD_0_000_00000_0_GT_FC_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.
- PD_0_000_00000_0_GT_FC_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.
- PD_0_000_00000_0_GT_RC_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI.

Fig. 1-1

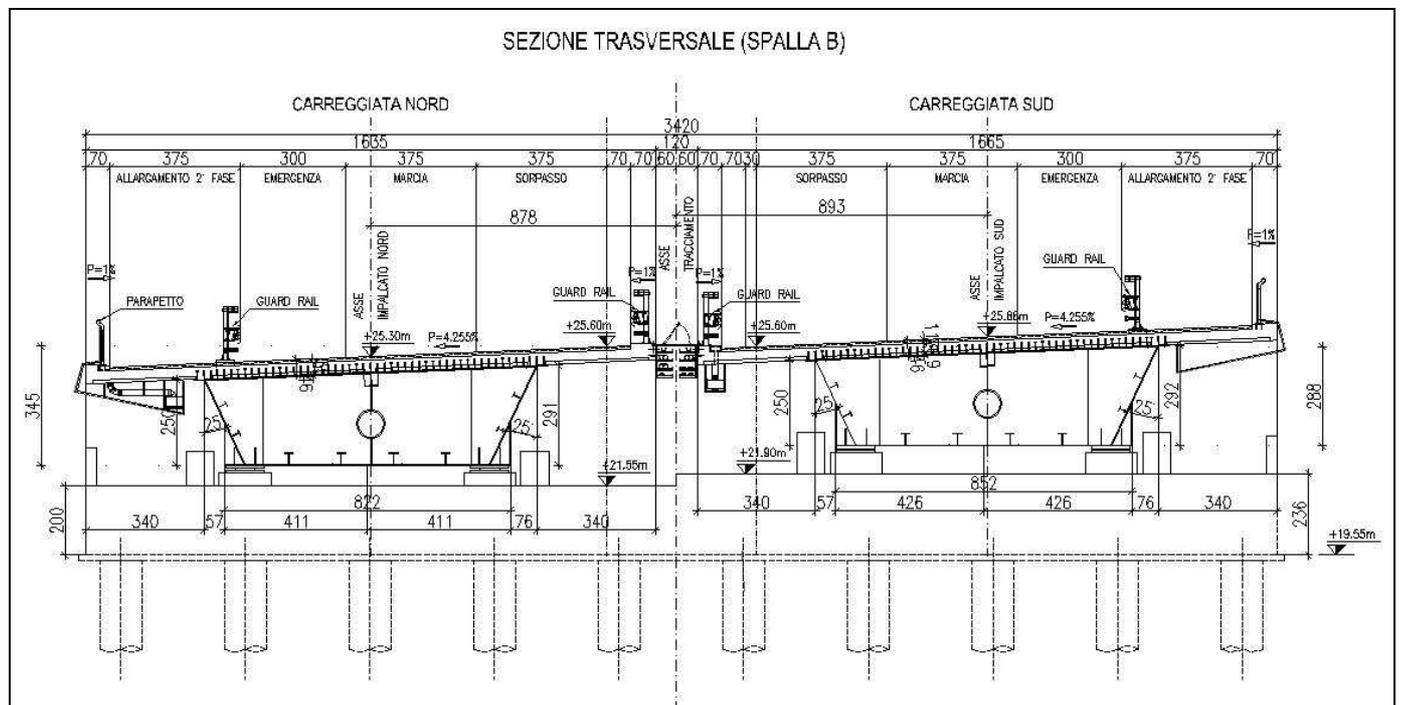


FIG. 1-2

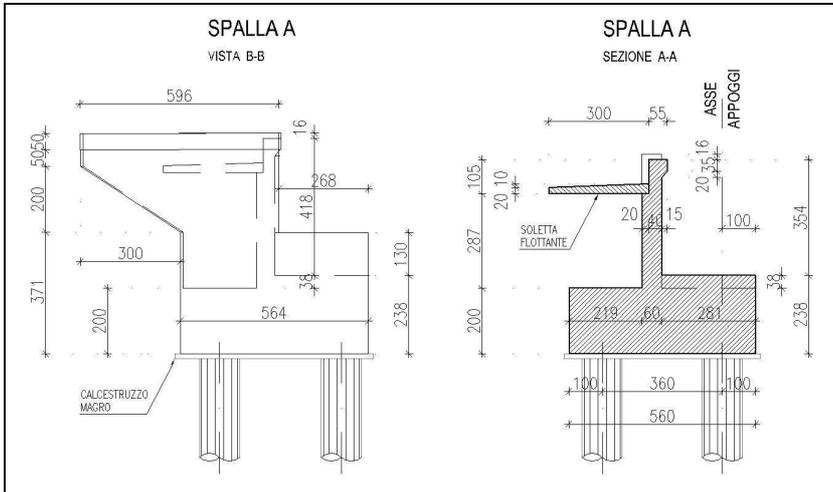
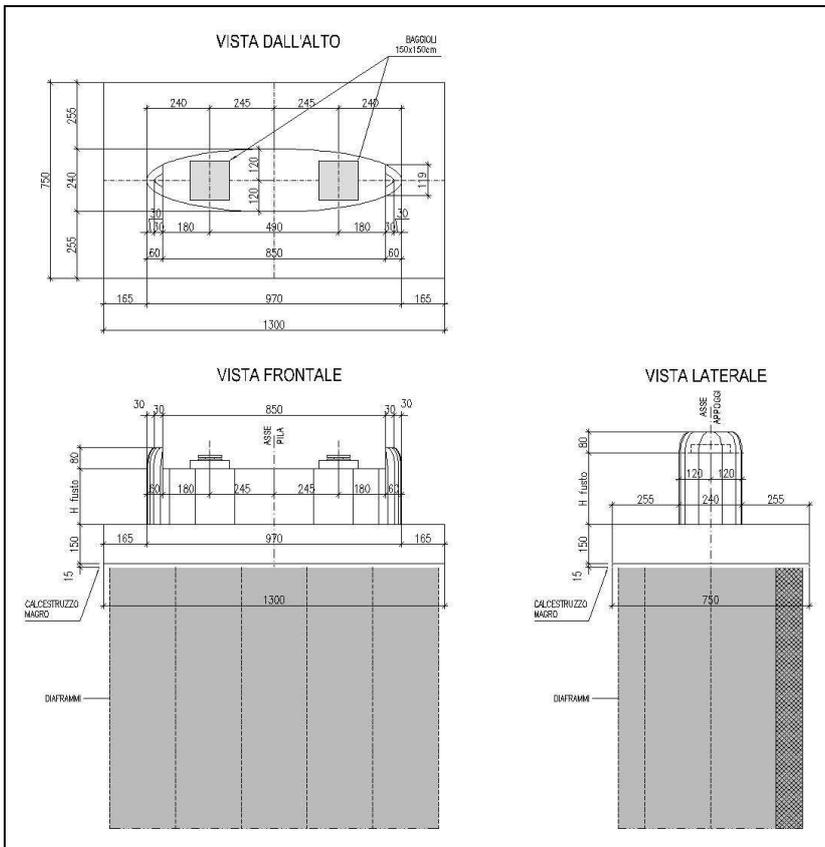


FIG. 1-3



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	
APO 02	Ponte 'Canale Resega' alla progr. 02+768	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	115	NA	NA	NA	90	90	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
APO 02	Ponte 'Canale Resega' alla progr. 02+768	PILA su Diaframmi	NA	100	70	80	80	140	NA	200	NA	NA	NA	NA	NA
APO 02	Ponte 'Canale Resega' alla progr. 02+768	IMPALCATO ACCIAIO	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	220	NA	270

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luci (interasse appoggi) – a partire da Ovest: 3X35 (Viadotti Nord E Sud)
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato singolo: 16.35 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- 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")

Longitudine : 10.8939; Latitudine 44.9085 (Spalla Ovest)

Inoltre, vale quanto riportato nella seguente tabella.

TAB. 5.3-1

	latid	longit		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv
Canale Resega	44.9085	10.8939	Orizzontale SLV	0.235	C	T1	1898	2.475	0.283	1.350	1.592	1.000	1.35	0.317	0.150	0.451	2.542	
			Orizzontale SLC	0.262	C	T1	2475	2.452	0.287	1.315	1.586	1.000	1.315	0.345	0.152	0.455	2.646	
			Verticale SLV	0.154	C	T1	1898			1.000		1.000	1.000	0.154	0.050	0.150	1.000	1.621
			Verticale SLC	0.181	C	T1	2475			1.000		1.000	1.000	0.181	0.050	0.150	1.000	1.692

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

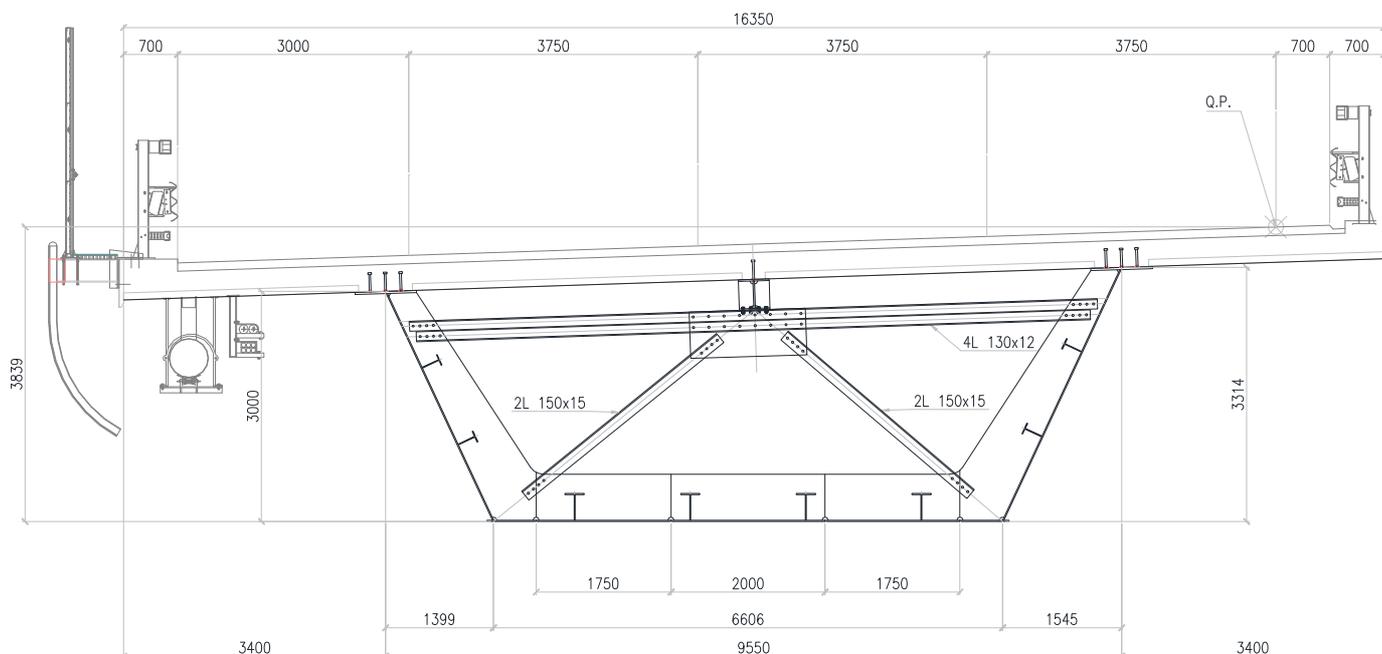
6.1. CRITERI DI CALCOLO

6.1.1. Descrizione

6.1.1.1. Cassone Metallico

L'impalcato del ponte è costituito da una trave continua a tre campate (Luci: 35m – 35m – 35m) per una lunghezza totale di 105 m, avente sezione a cassone composta acciaio-calcestruzzo. Il cassone metallico, aperto superiormente, ha un'altezza costante pari a 3.0 m, con anime inclinate ed è connesso superiormente ad una soletta in calcestruzzo collaborante di spessore pari a 0.35m. In corrispondenza degli appoggi sono previsti dei diaframmi trasversali in acciaio a parete piena, mentre lungo le campate sono previsti diaframmi trasversali in acciaio, a parete reticolare posti ad un passo di circa 3.50 m. Una sezione tipica dell'impalcato è riportata nella figura seguente (fig. 5.2-1):

Fig. 6.1-1



6.1.1.2. Vincolamento

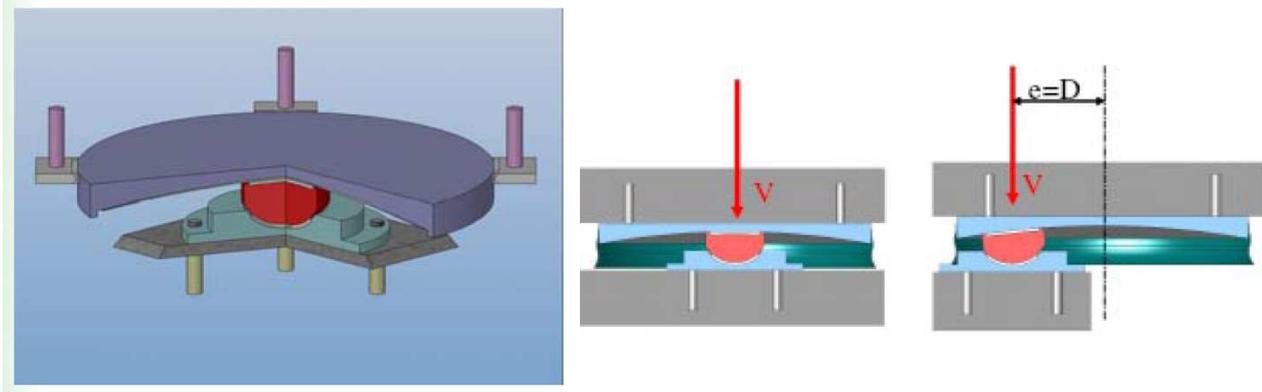
Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a pendolo ad attrito (Friction Pendulum Isolators – FPS) che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e la sottostruttura secondo una superficie sferica. Sono inquadrabili secondo la tipologia di “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. Pertanto si è condotta una analisi segmentale per fasi (Staged Construction, abbr. CS) che ripercorre tutte le fasi di vita dell'impalcato, dalle fasi di costruzione sino a tempo infinito, inglobando nell'analisi le caratteristiche reologiche dei materiali (legge di presa, viscosità e ritiro del cls). Tale tipo di analisi per fasi permette di aggiungere e/o togliere e/o modificare all'interno di un unico modello di calcolo, nodi, elementi e vincoli ed inoltre consente di far variare nel tempo le caratteristiche dei materiali impiegati secondo una legge temporale definita dall'utente. Tale analisi rimane nel campo di una analisi statica lineare, dove tuttavia la matrice di rigidità varia in ogni fase considerata.

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 $Z = -1.40$ (diretto verso il basso) opportunamente incrementato per tenere in conto del peso degli elementi non direttamente modellati (diaframmi, piastrame e bulloneria).

Il peso della soletta in c.a. gettata in opera, è stato applicato sulla sola struttura metallica nella fase di costruzione denominata "Getto" con un carico uniforme pari a 146.60 kN/m.

6.1.3.2. Carichi permanenti portati (DL)

I carichi permanenti portati sono stati assegnati sulla trave composta tramite un carico uniforme distribuito, corrispondente al peso della pavimentazione e dell'arredo stradale, pari a 73.5kN/m.

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

Gli effetti indotti sulla struttura dai fenomeni reologici del calcestruzzo della soletta sono stati valutati sulla base delle indicazioni contenute nel par. 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

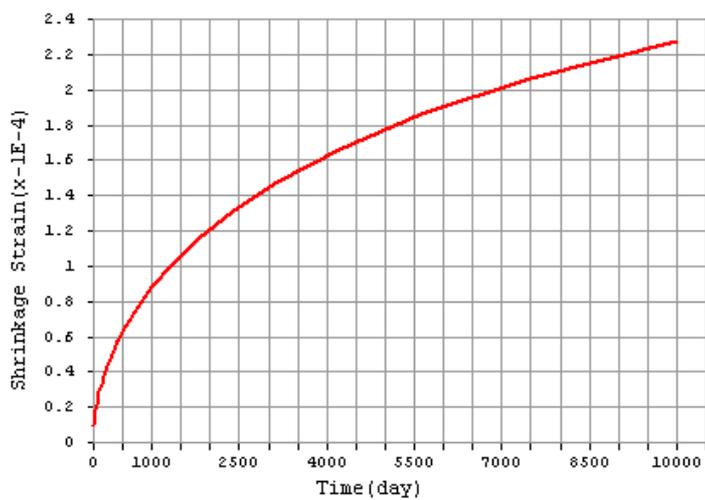
- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 28$ MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (16.35 \cdot 0.26) / (16.35) = 0.52$ m;
- $k_h = 0.7$;
- $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$ ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca,\infty} = -0.000045$ ritiro autogeno
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0.003418$ contrazione finale da ritiro a t^∞

Ipotizzando l'utilizzo di agenti antiritiro nella miscela di confezionamento del conglomerato cementizio della soletta, è stato ritenuto ragionevole adottare un valore di progetto non superiore ai 2/3 di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\epsilon_{csd,\infty} = \epsilon_{csd} / 1.5 = -0.000227$$

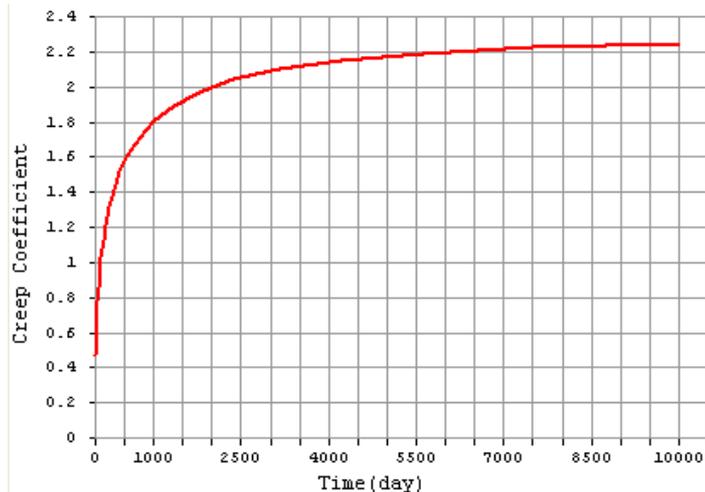
L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite di una curva di evoluzione della contrazione nel tempo valutata per un periodo di $t = t^\infty = 10\ 000$ giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

Fig. 6.1-3



Il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ a tempo infinito, ipotizzando una messa in carico della struttura (applicazione dei carichi permanenti portati) a 30 giorni dalla fine dei getti, è stato determinato pari a $\varphi(\infty, t_0) = 2.25$. Per tenere in conto degli effetti di redistribuzione dei carichi nel tempo per effetto della viscosità, si è adottata una curva di variazione del coefficiente di viscosità determinata, al pari del ritiro, per un periodo pari a $t = t^\infty = 10\ 000$ giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

Fig. 6.1-4



6.1.3.4. Azioni della temperatura

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

- $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura iniziale
- $T_{\text{MAX}} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura massima (estiva)
- $T_{\text{MIN}} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura minima (invernale)

Le variazioni termiche differenziali, tra la parte superiore e la parte inferiore dell'impalcato composto, sono state valutate secondo le indicazioni fornite dall'EC1 parte 5 per gli impalcati da ponte. In particolare si è fatto riferimento all'approccio non-lineare applicando una contrazione termica alla soletta in cls secondo la procedura semplificata, pari a:

- $\Delta T_1 = +10 \text{ }^\circ\text{C}$ Condizione di riscaldamento
- $\Delta T_1 = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ 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 di $\Delta T = +10^\circ$ nella soletta;
- Minima temperatura (Inverno): variazione termica uniforme $\Delta T = -30^\circ$ su tutta la struttura, più una variazione di $\Delta T = -10^\circ$ nella soletta;

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 dell'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, ed in previsione di un futuro ampliamento della stessa, sono state individuate quattro 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:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 644 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a 6.13 kN/m .

6.1.3.9. Azione Centrifuga

Poiché il raggio di curvatura dell'impalcato è superiore a 1500 m , 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/m^2 , 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. 5.3.

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:

- $R = 3700\text{mm}$ Raggio di curvatura
- $D = \pm 300\text{ mm}$ Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$ Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 2\,100\,000\text{ kN / mm}$ 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
- $\xi_{\text{esi}} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$ 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. 6.1-5

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

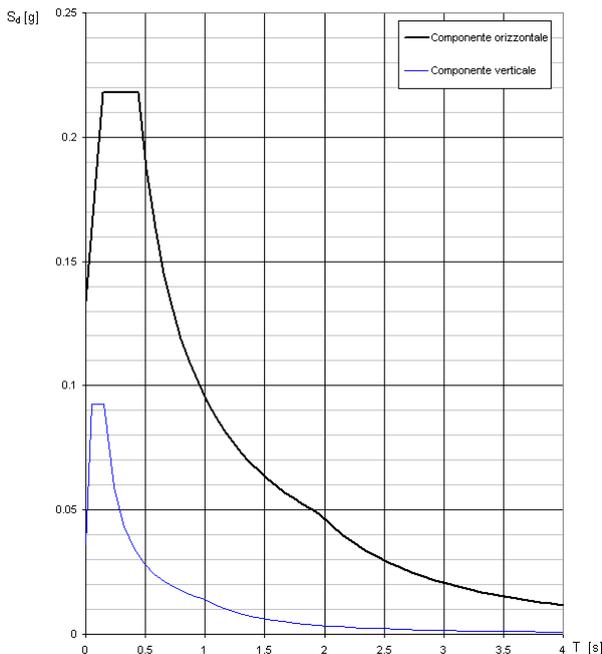


FIG. 6.1-6

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

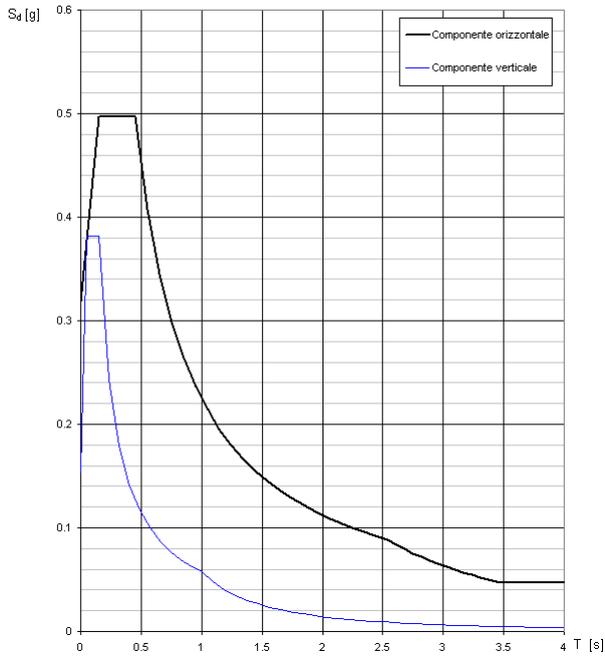
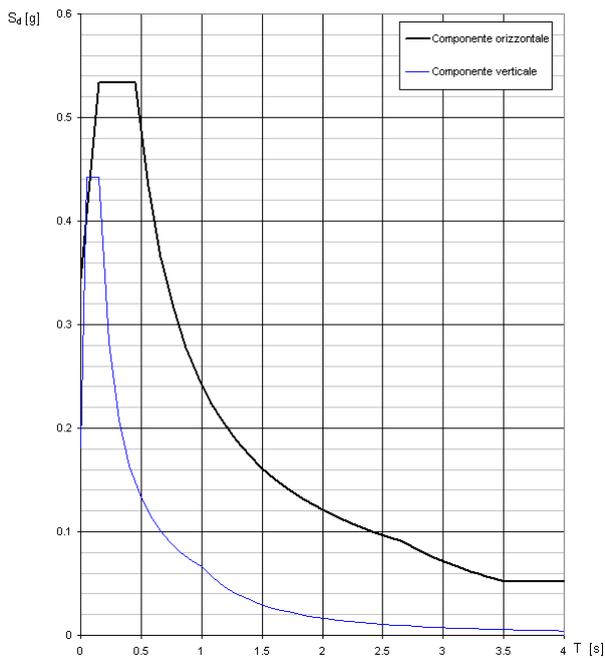


FIG. 6.1-7

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

	SW + DL	CR/SH
CS_01	1.35	0.00
CS_02	1.35	1.20
CS_03	1.00	1.20

TAB. 6.1-2

	CS_01	CS_02	CS_03
ENV_CS	1.00	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 involuppo 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 fattorizzate e per l'involuppo delle combinazioni di carico di progetto (SLU). Le reazioni relative alle fasi di costruzione sono di tipo additivo, ossia ogni fase comprende le fasi precedenti.

TAB. 6.2-1 – REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN SPALLA

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
Sola Struttura Metallica	0	0	226	0	0	226
Getto della Soletta	0	0	1 224	0	0	1 224
Applicazione carichi Permanenti ($t=t^0$)	0	0	1 744	0	0	1 744
Applicazione carichi Permanenti ($t=t^\infty$)	0	0	1 613	0	0	1 613
Cedimento Spalla	-2	0	-132	-2	0	-132
Cedimento Pila	1	0	100	1	0	100
Variazione Termica (Estate)	30	0	179	30	0	179
Variazione Termica (Inverno)	-30	0	-179	-30	0	-179
Vento Trasversale (dir. Y+)	-6	-113	-29	6	-113	29
Vento Trasversale (dir. Y-)	6	113	29	-6	113	-29
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-53	0	-7	-53	0	-7
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	53	0	7	53	0	7
Carichi Mobili (Max)	2	0	2 003	2	0	2 003
Carichi Mobili (Min)	-1	0	-456	-1	0	-456
ENV SLU(max)	110	170	5 355	110	170	5 355
ENV SLU(min)	-110	-170	647	-110	-170	647

TAB. 6.2-2– REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN PILA

Condizione di Carico	PILE P1-P2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
Sola Struttura Metallica	0	0	769	0	0	769
Getto della Soletta	0	0	3 619	0	0	3 619
Applicazione carichi Permanenti ($t=t^0$)	0	0	5 029	0	0	5 029
Applicazione carichi Permanenti ($t=t^\infty$)	0	0	5 160	0	0	5 160
Cedimento Spalla	-1	0	300	-1	0	300
Cedimento Pila	0	0	-268	0	0	-268
Variazione Termica (Estate)	22	0	-179	22	0	-179
Variazione Termica (Inverno)	-22	0	179	-22	0	179
Vento Trasversale (dir. Y+)	-1	-281	-110	1	-281	110
Vento Trasversale (dir. Y-)	1	281	110	-1	281	-110
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-108	0	0	-108	0	0
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	108	0	0	108	0	0
Carichi Mobili (Max)	2	0	3 882	2	0	3 882
Carichi Mobili (Min)	-3	0	-1 283	-3	0	-1 283
ENV SLU(max)	177	421	12 774	177	421	12 774
ENV SLU(min)	-177	-421	2 907	-177	-421	2 907

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 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – TAGLIO (kN)

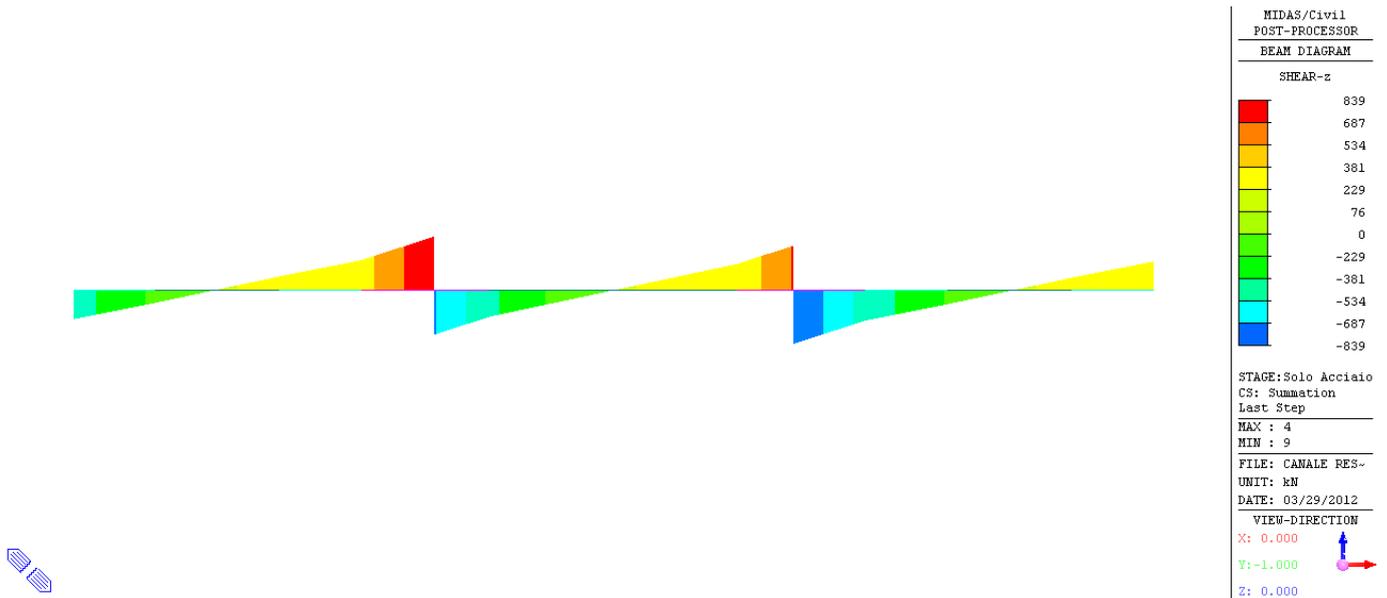


FIG. 6.2-2 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

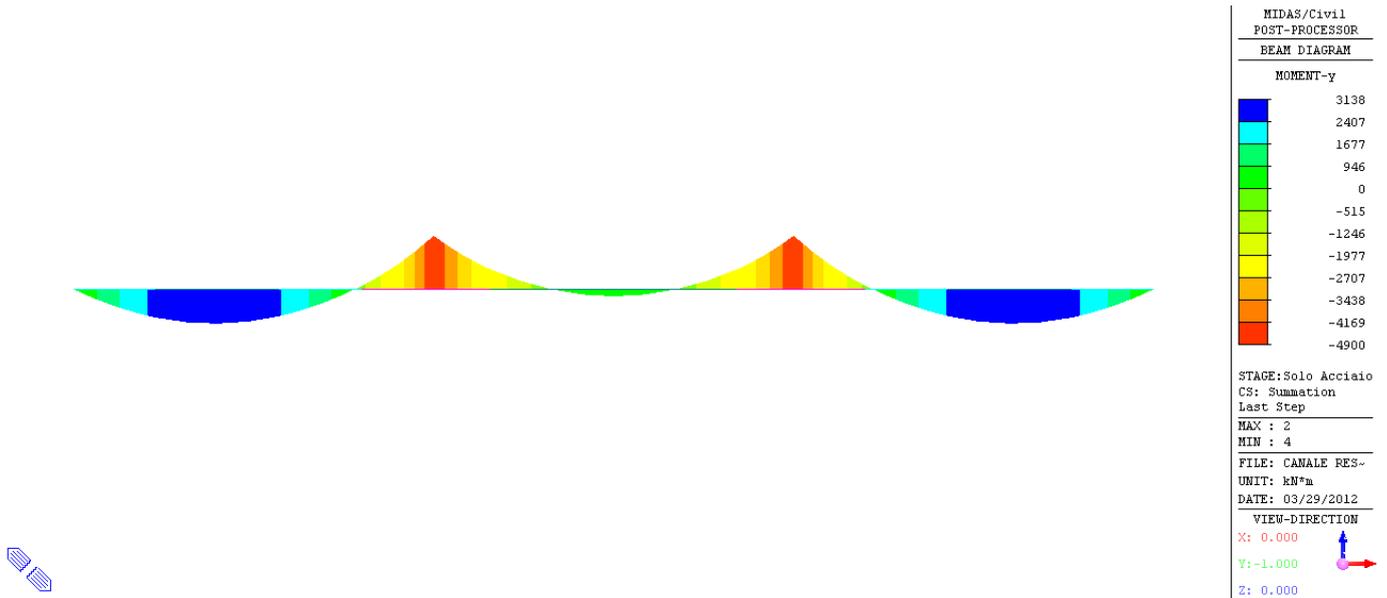


FIG. 6.2-3 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (kN)

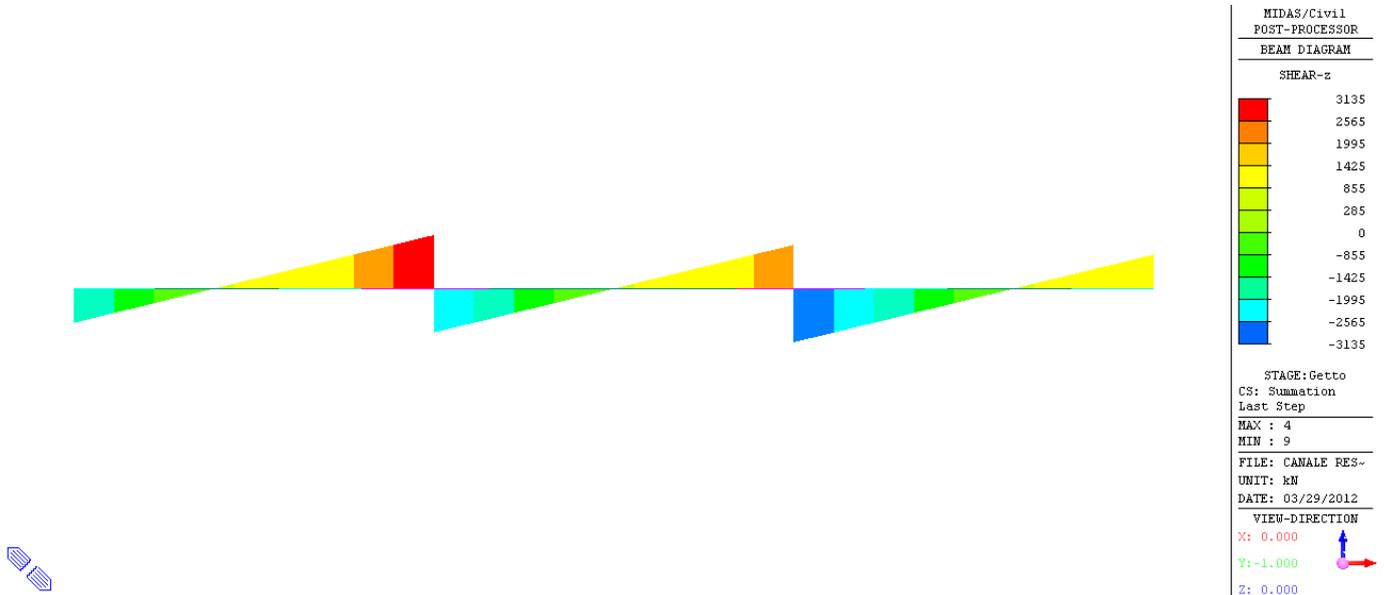


FIG. 6.2-4 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

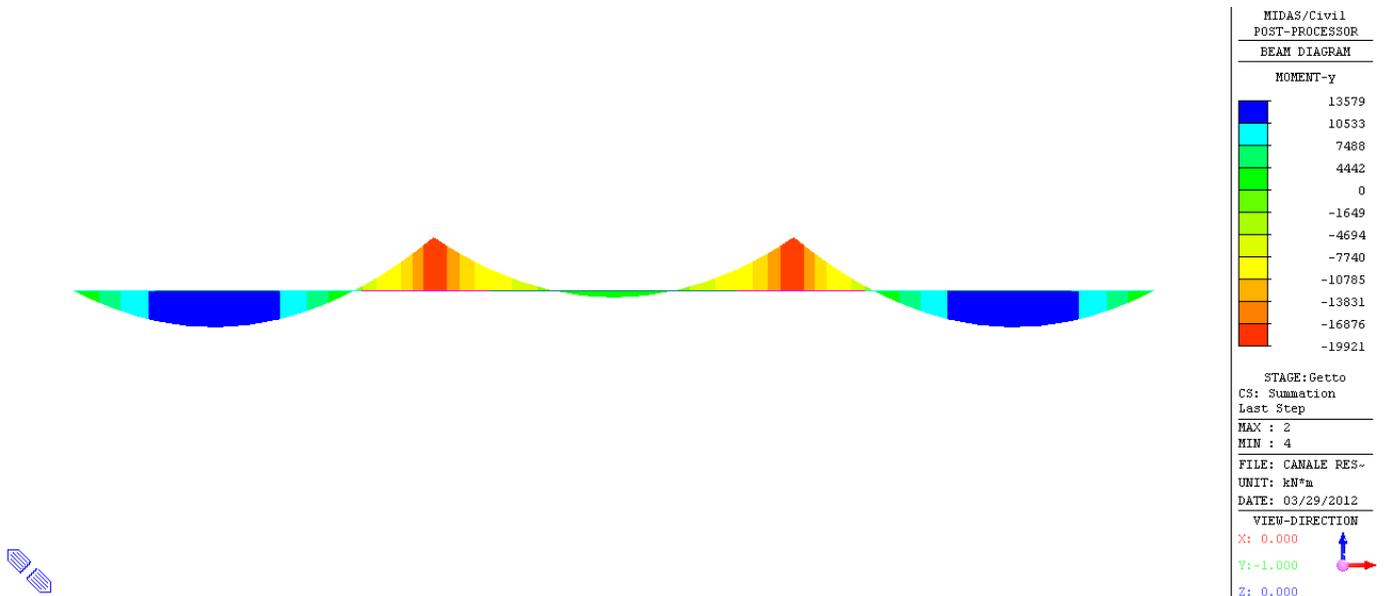


FIG. 6.2-5 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)

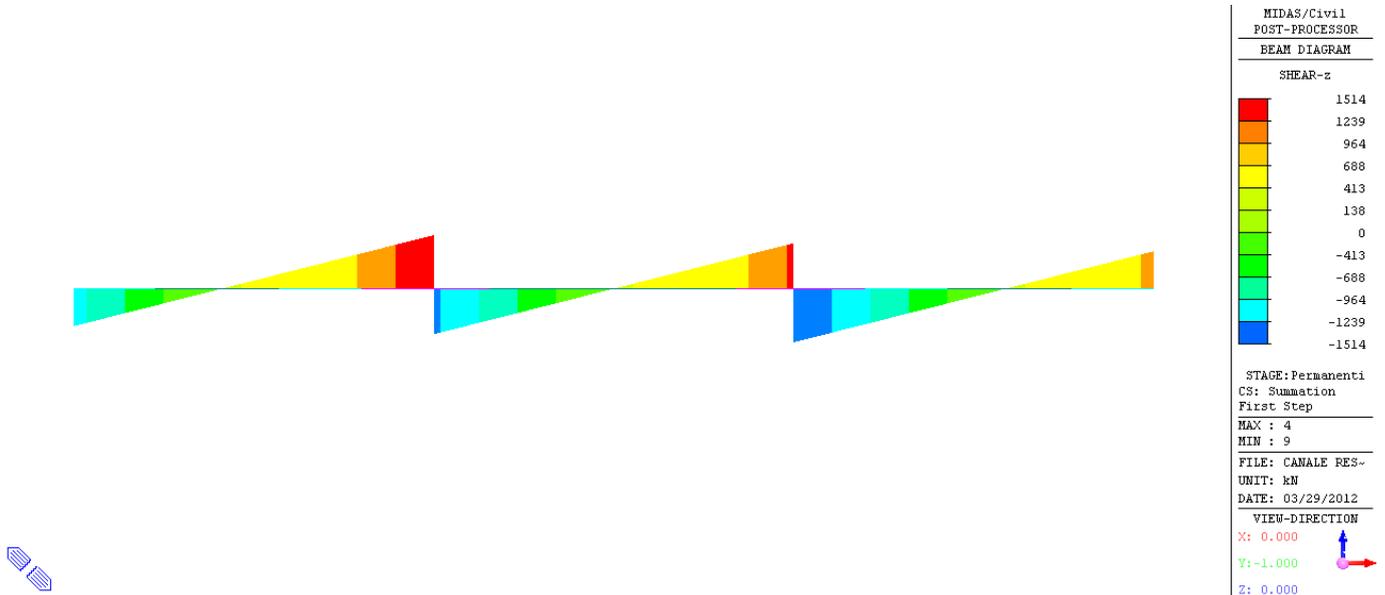


FIG. 6.2-6 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

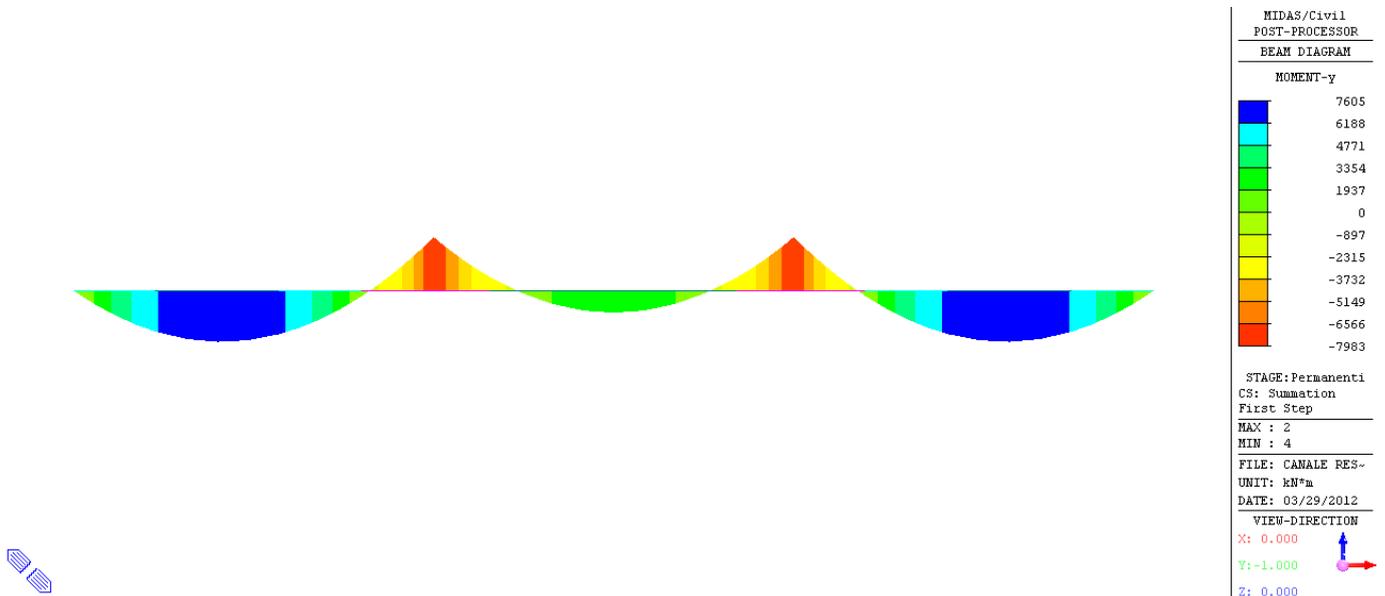


FIG. 6.2-7 RITIRO DEL CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

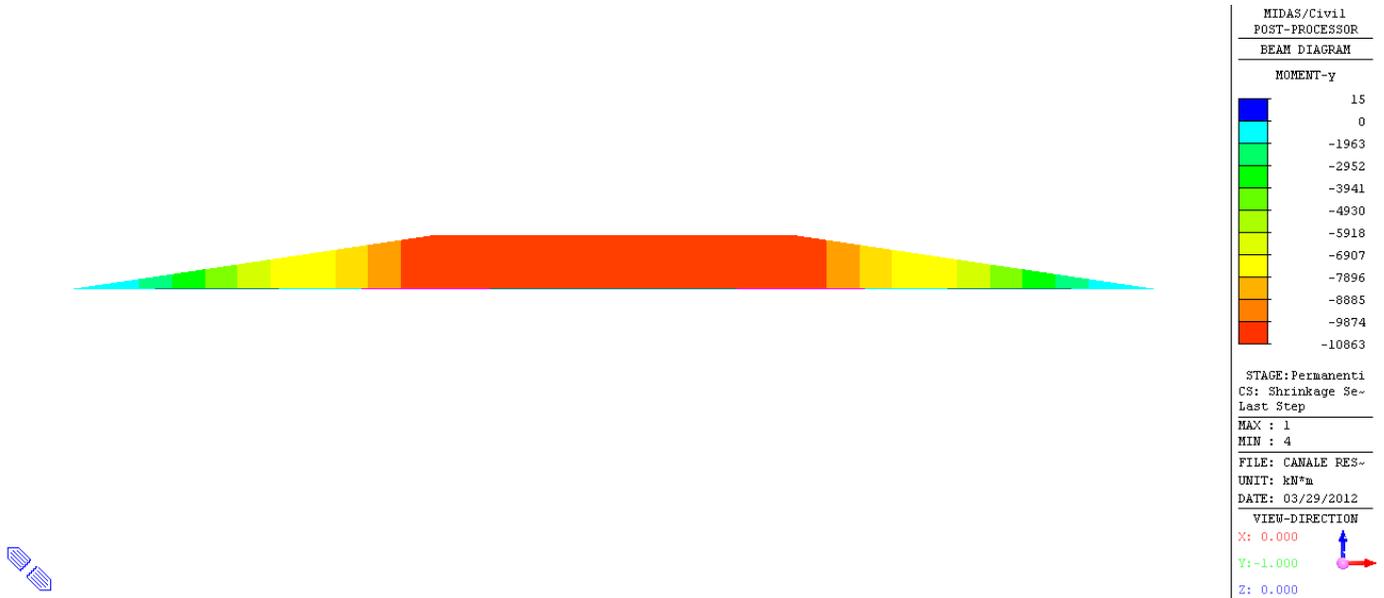


FIG. 6.2-8 RIDISTRIBUZIONE PER VISCOSITÀ DEL CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

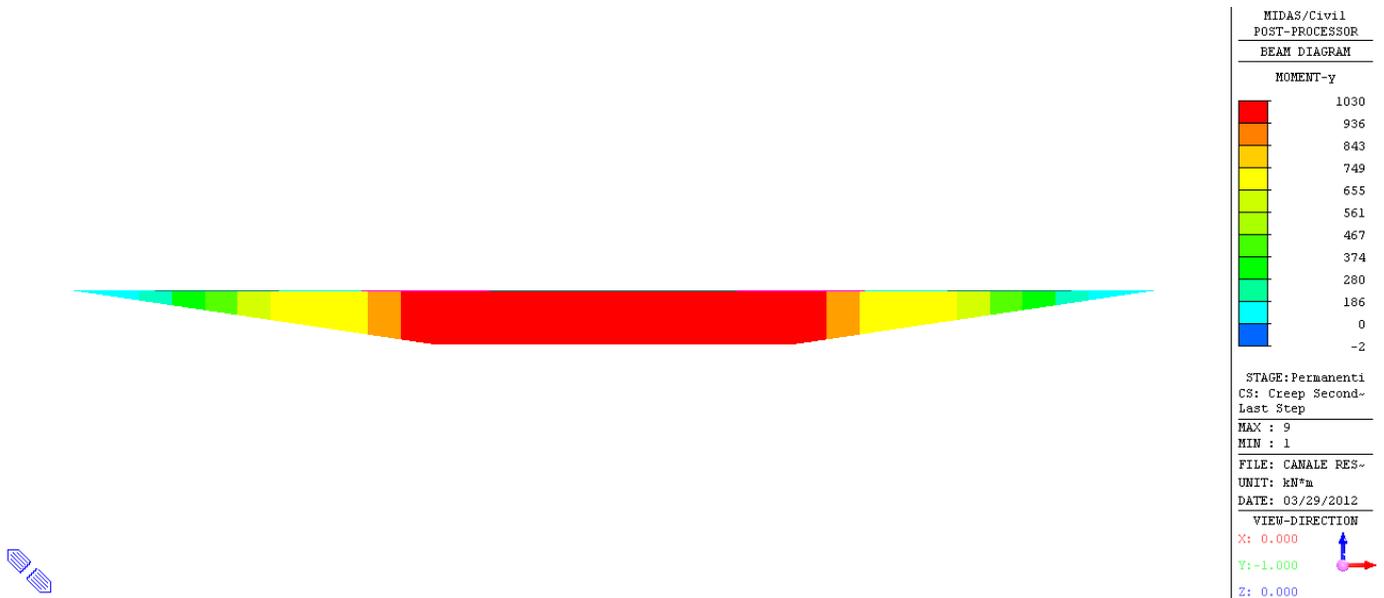


FIG. 6.2-9 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – TAGLIO (kN)

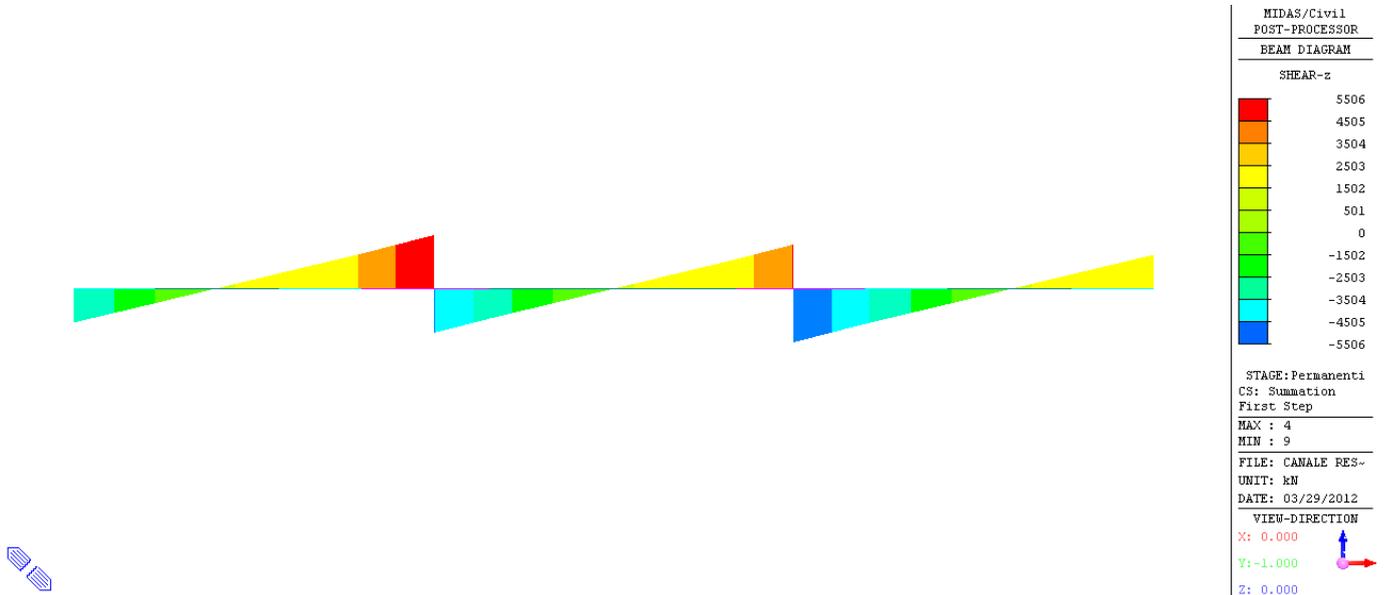


FIG. 6.2-10 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

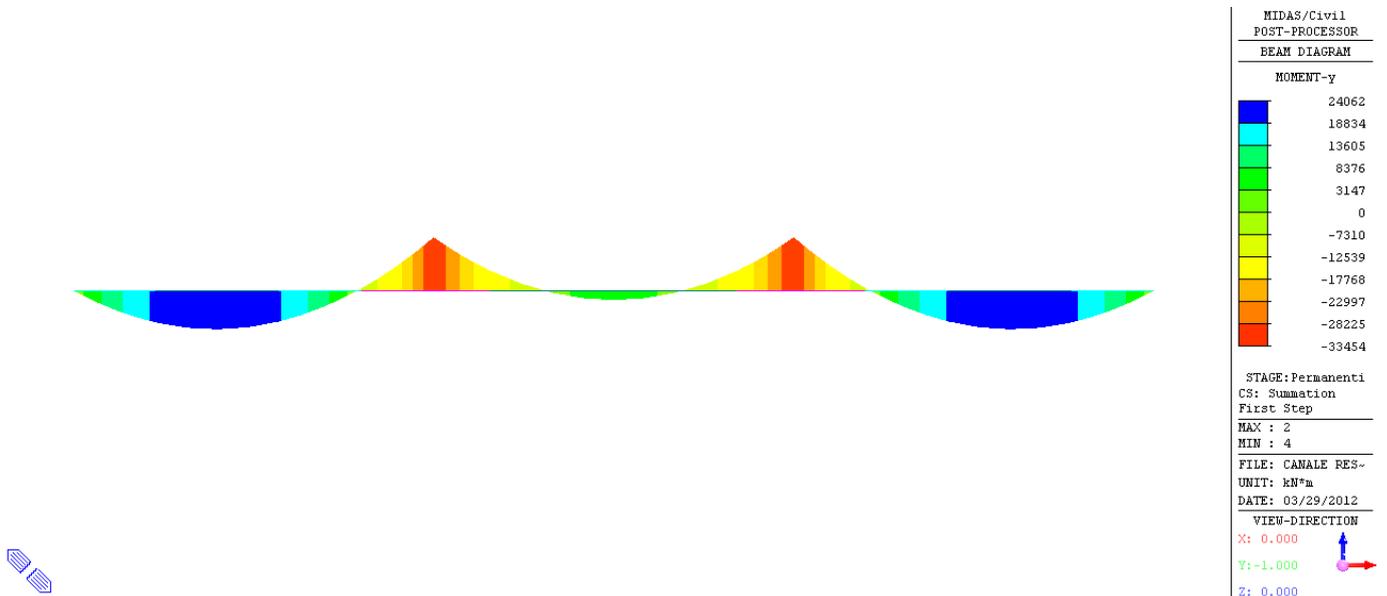


FIG. 6.2-11 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – TAGLIO (kN)

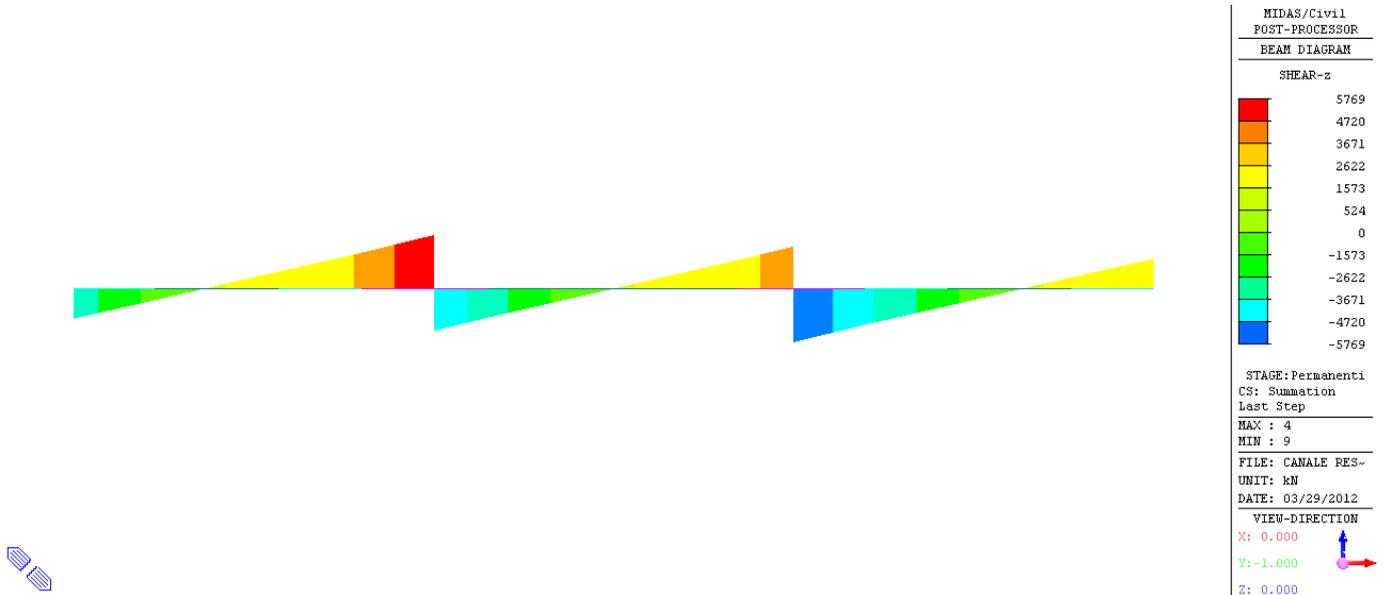


FIG. 6.2-12 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

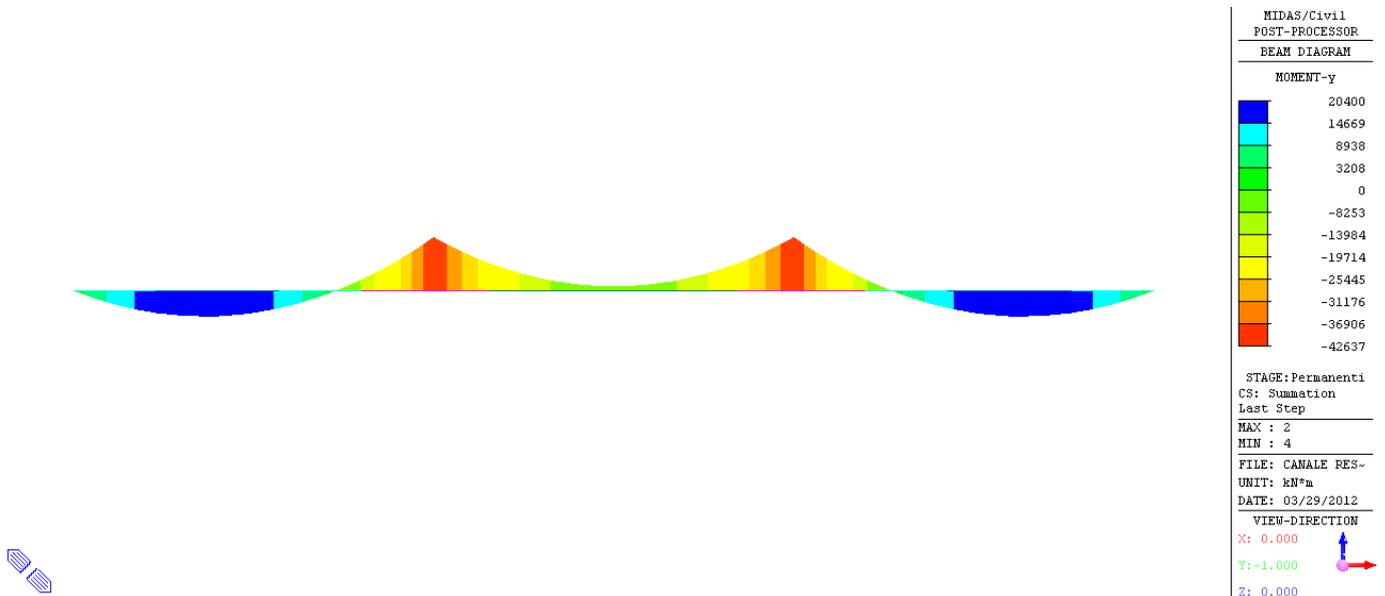


FIG. 6.2-13 CEDIMENTO VINCOLARE IN SPALLA SP1 – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

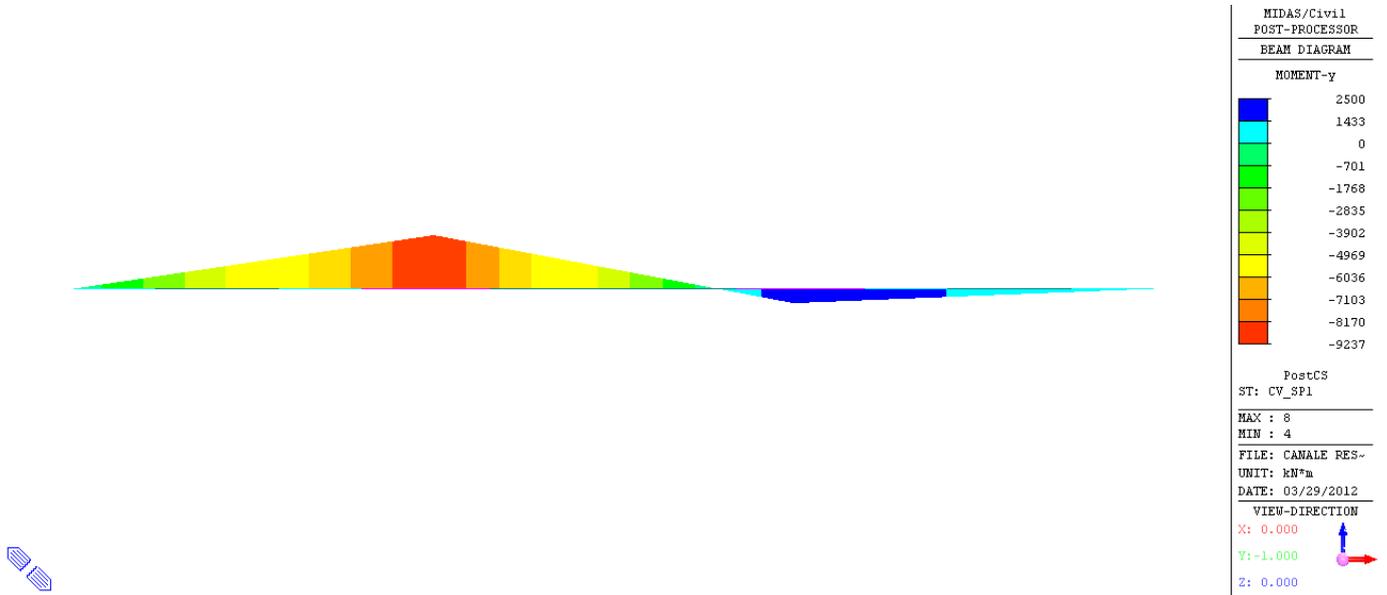


FIG. 6.2-14 CEDIMENTO VINCOLARE IN PILA P1 – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

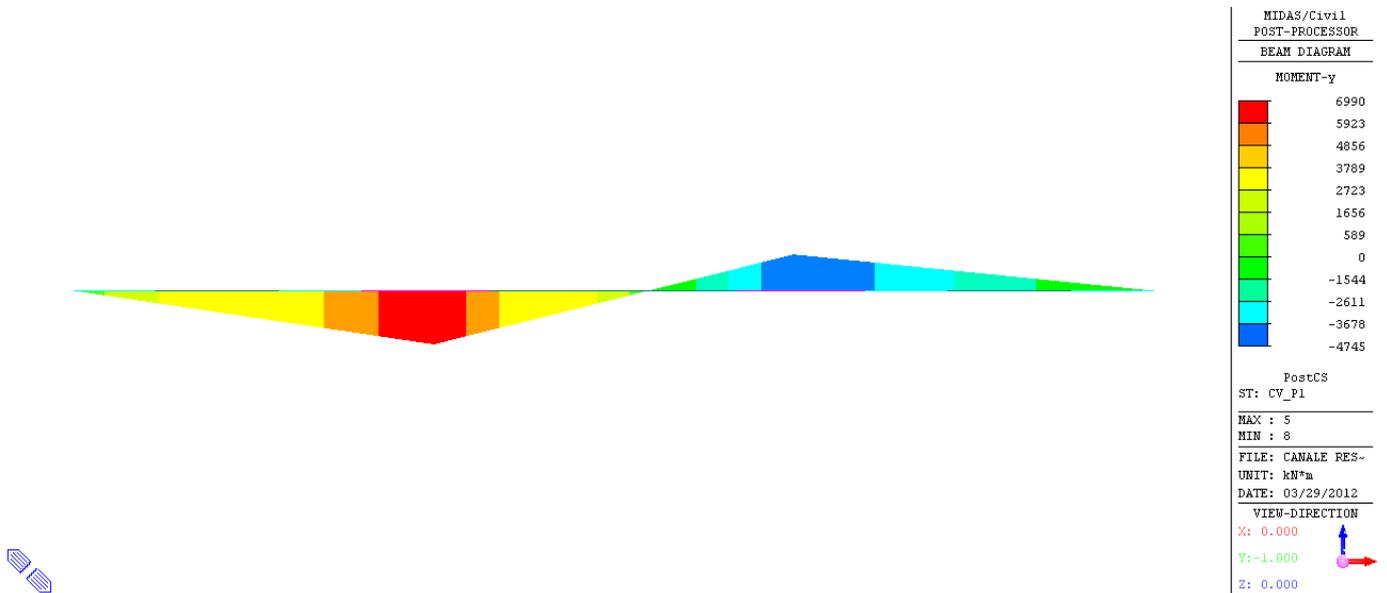


FIG. 6.2-15 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

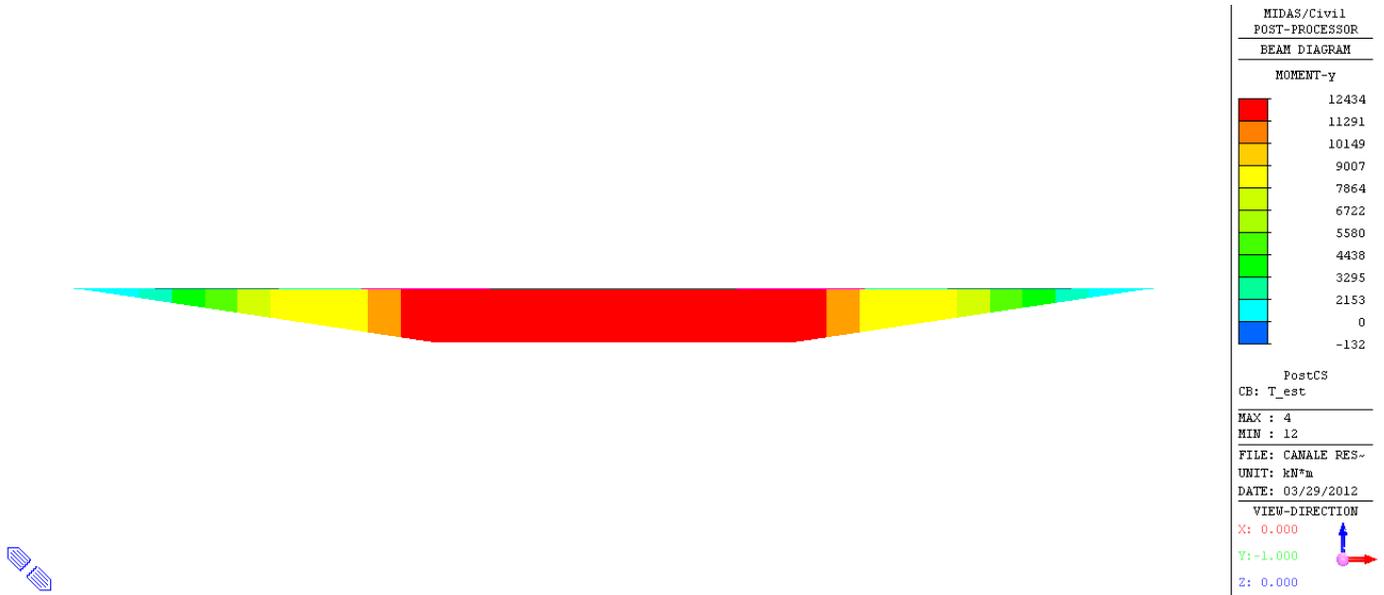


FIG. 6.2-16 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

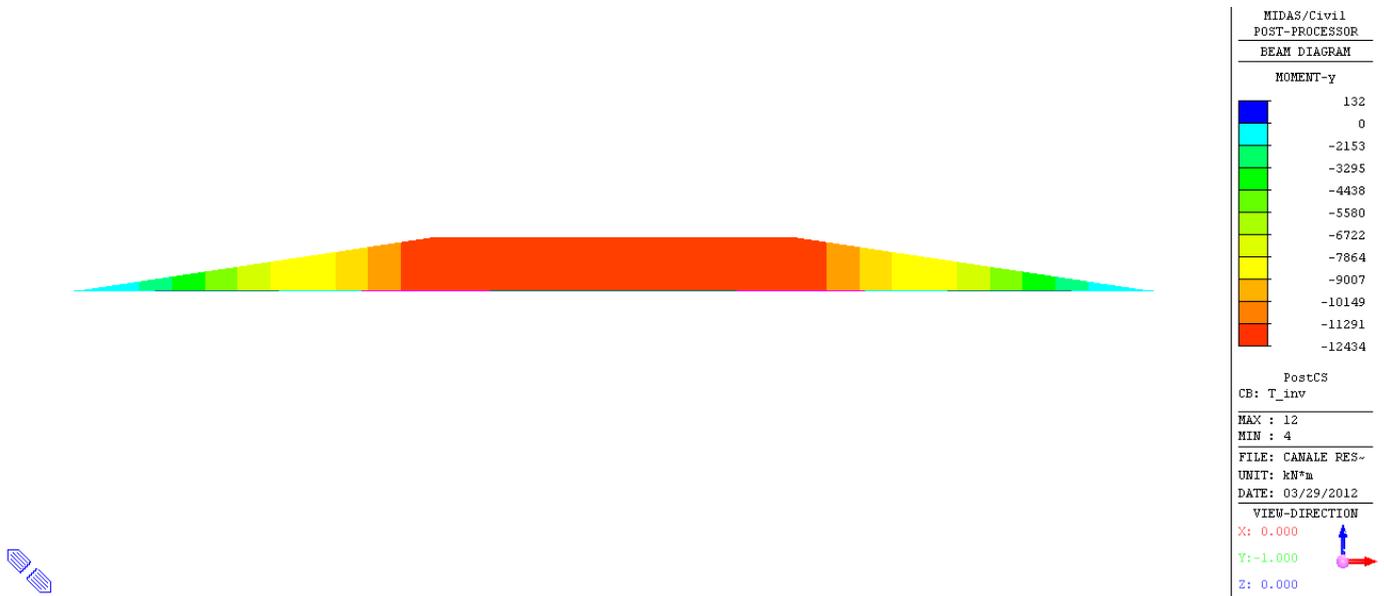


FIG. 6.2-17 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – TAGLIO (kN)

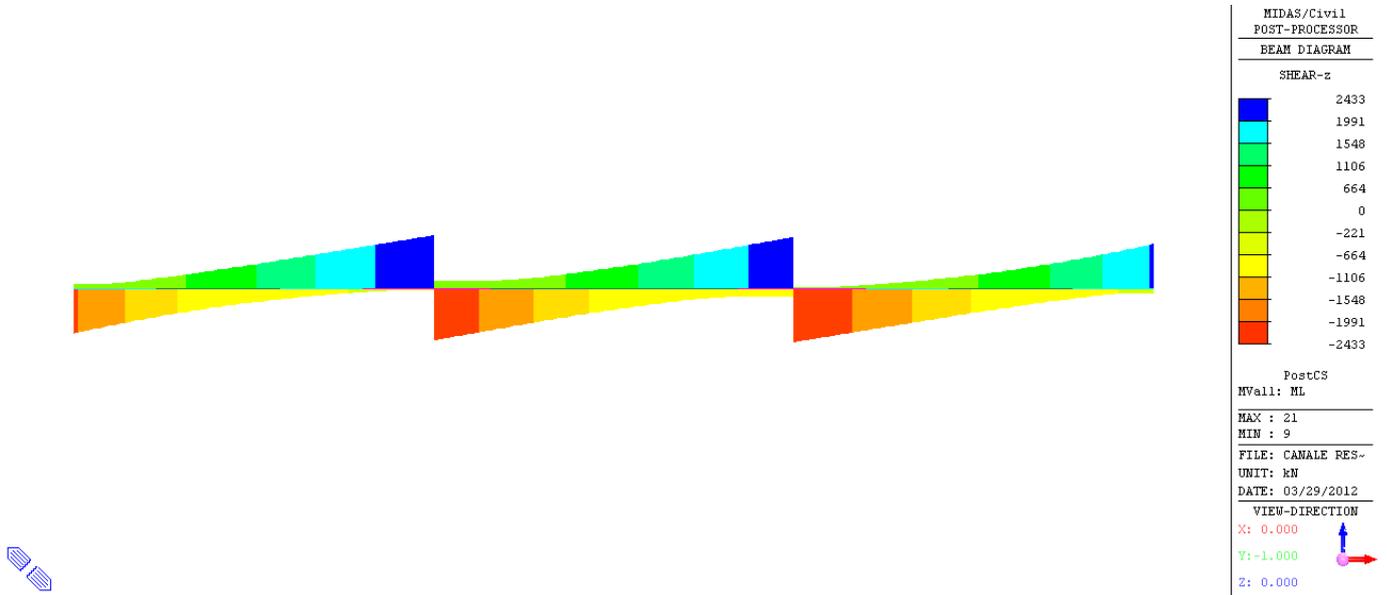


FIG. 6.2-18 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

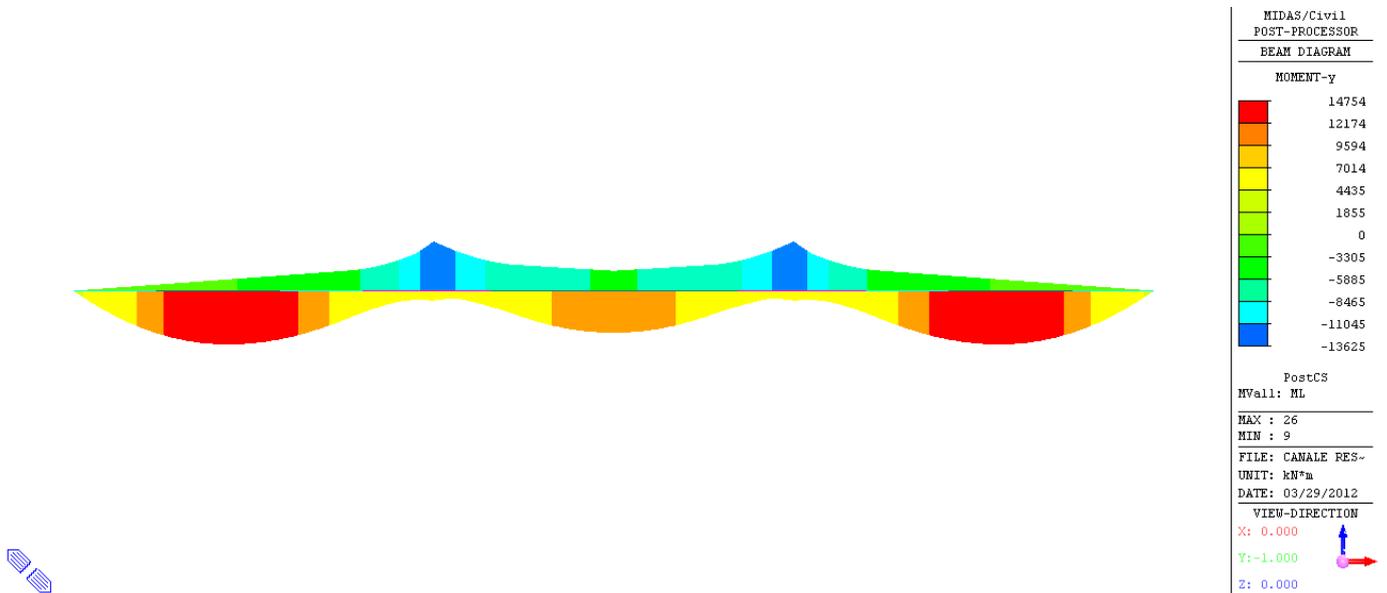


Fig. 6.2-19 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)

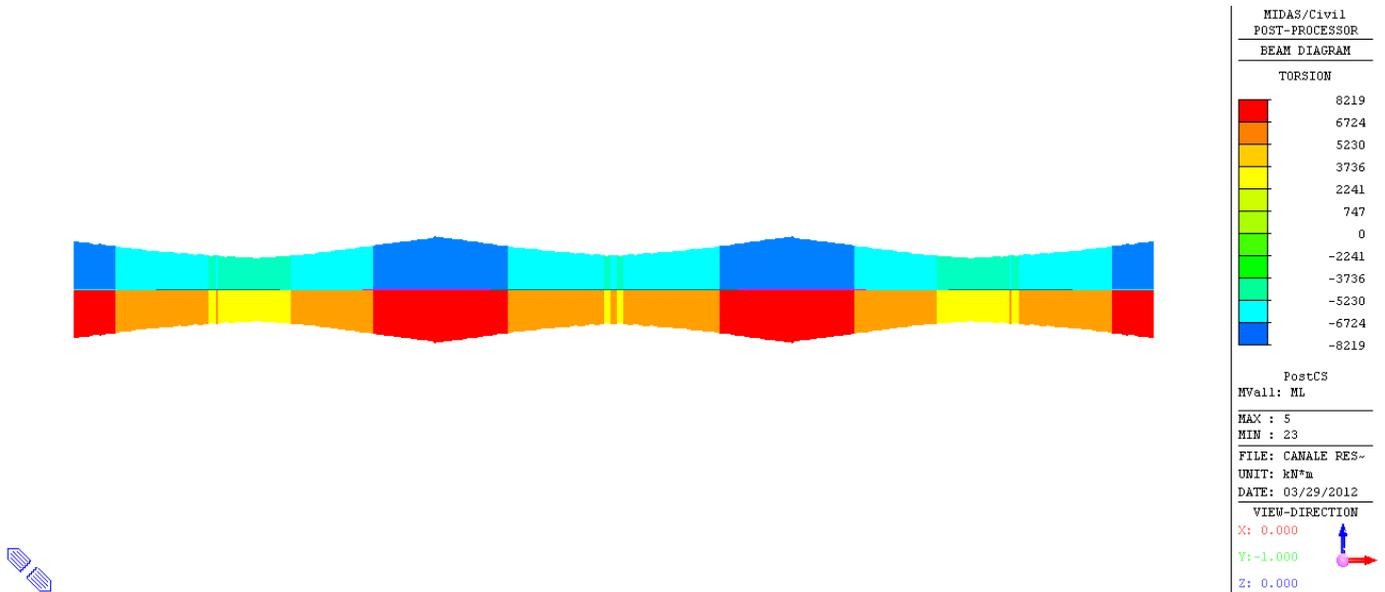


Fig. 6.2-20 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)

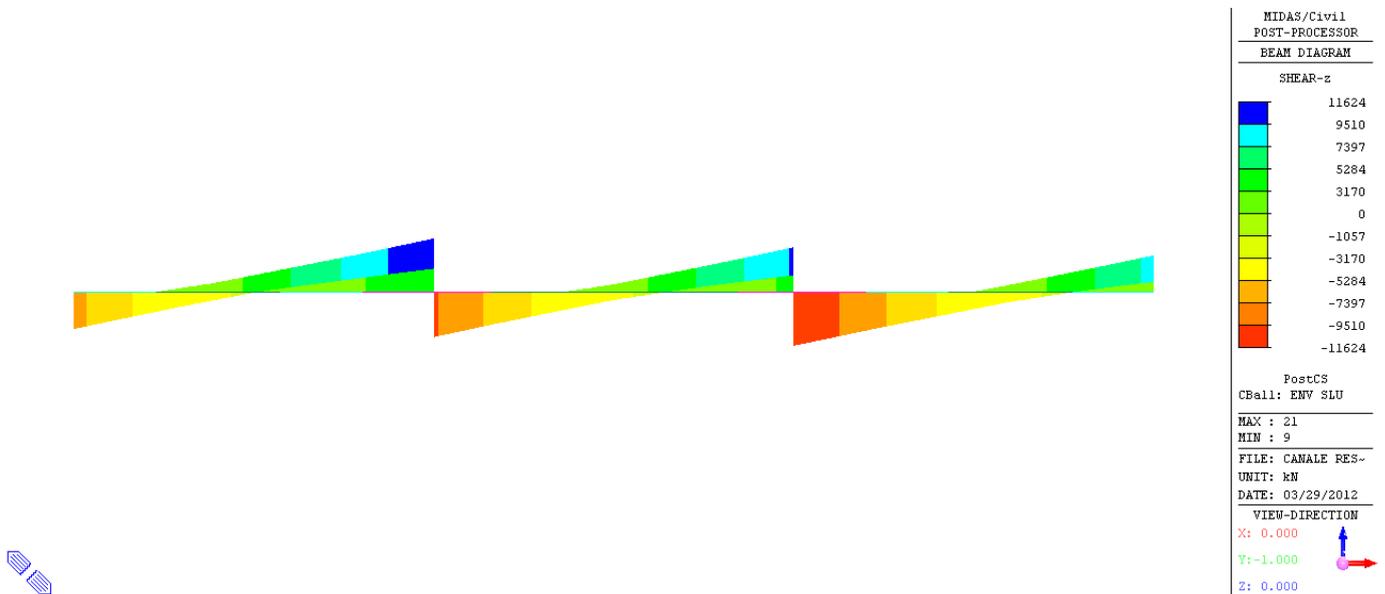


Fig. 6.2-21 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

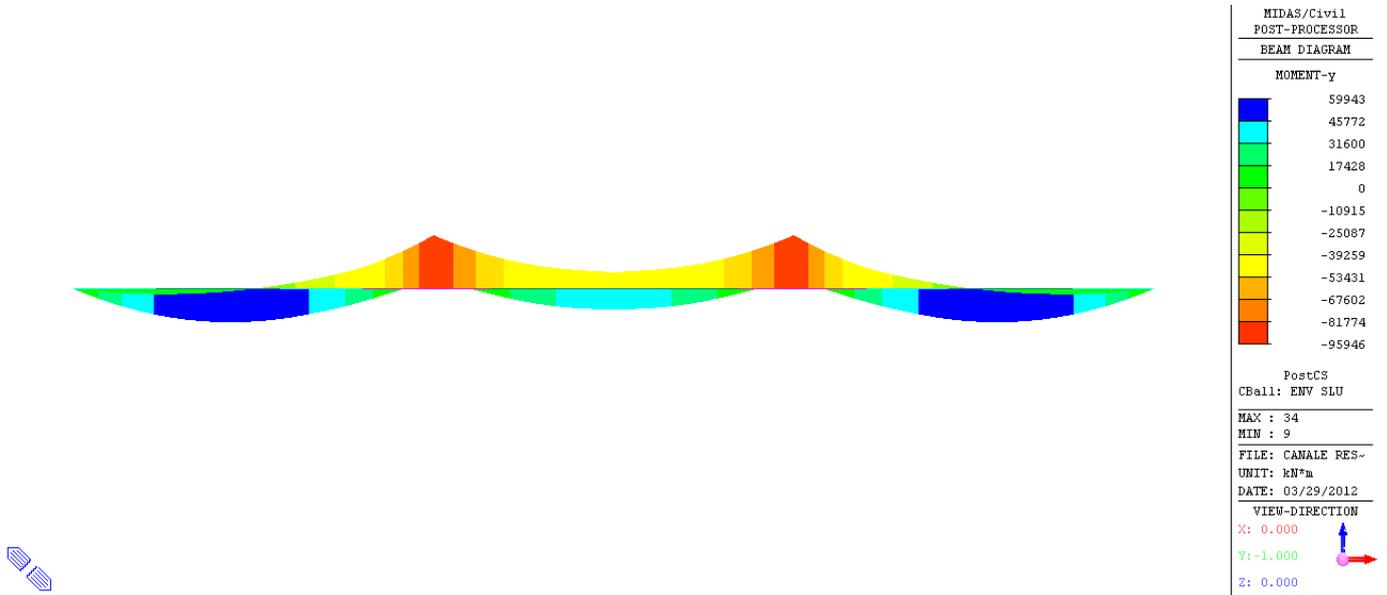
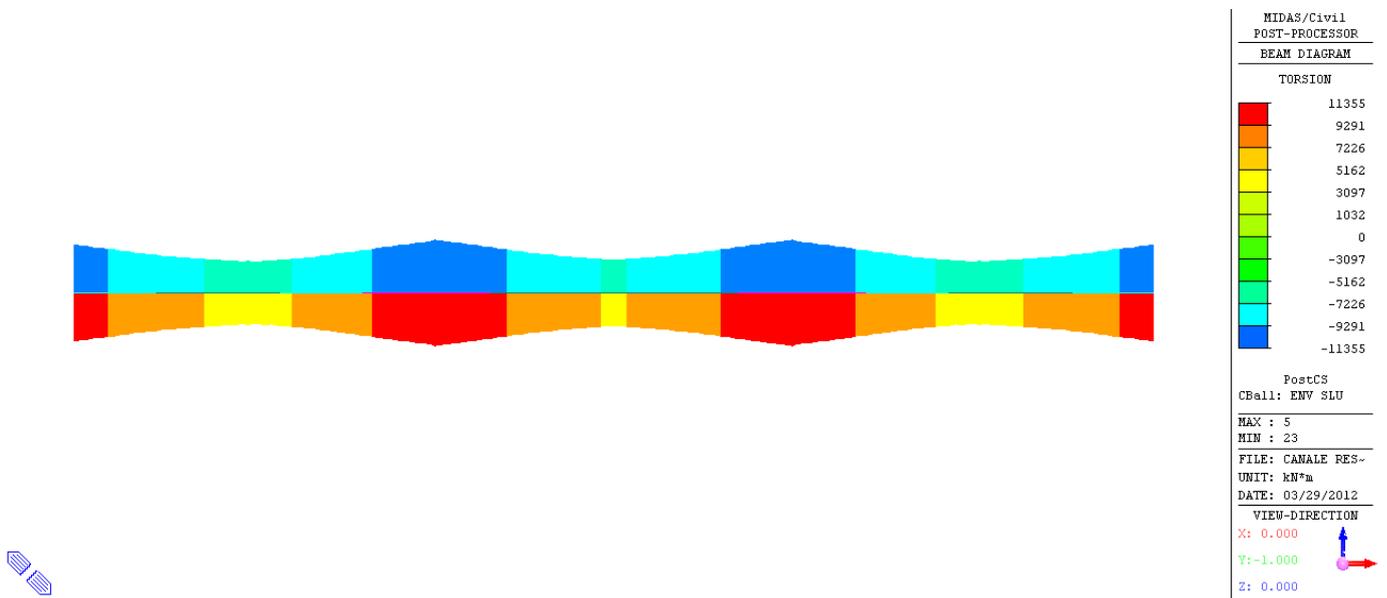


Fig. 6.2-22 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)



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.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.022\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.065\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.074\text{ g}$$

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

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

con $M = 28\ 530\text{ kN}$ peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

TAB. 6.3-1

	$S_e(g)$	F
		(kN)
Forza Orizzontale SLD	0.022	628
Forza Orizzontale SLV	0.065	1 854
Forza Orizzontale SLC	0.074	2 111

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 – T = 0.252s

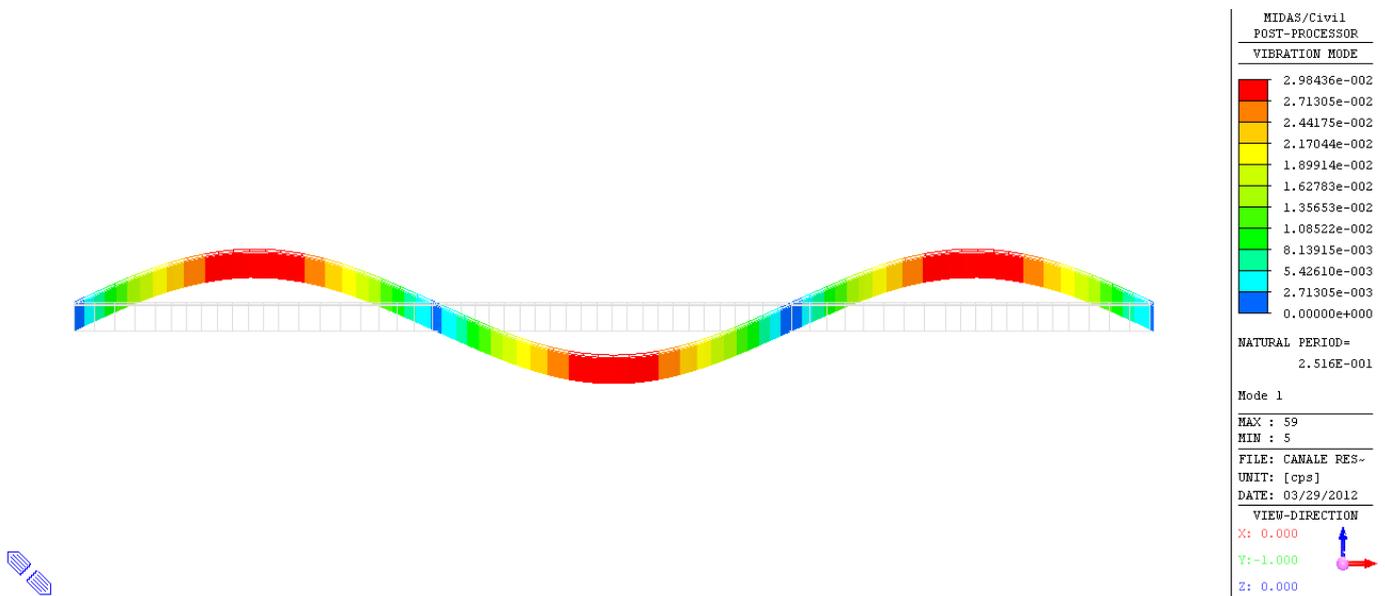


Fig. 6.3-2 3° MODO VERTICALE

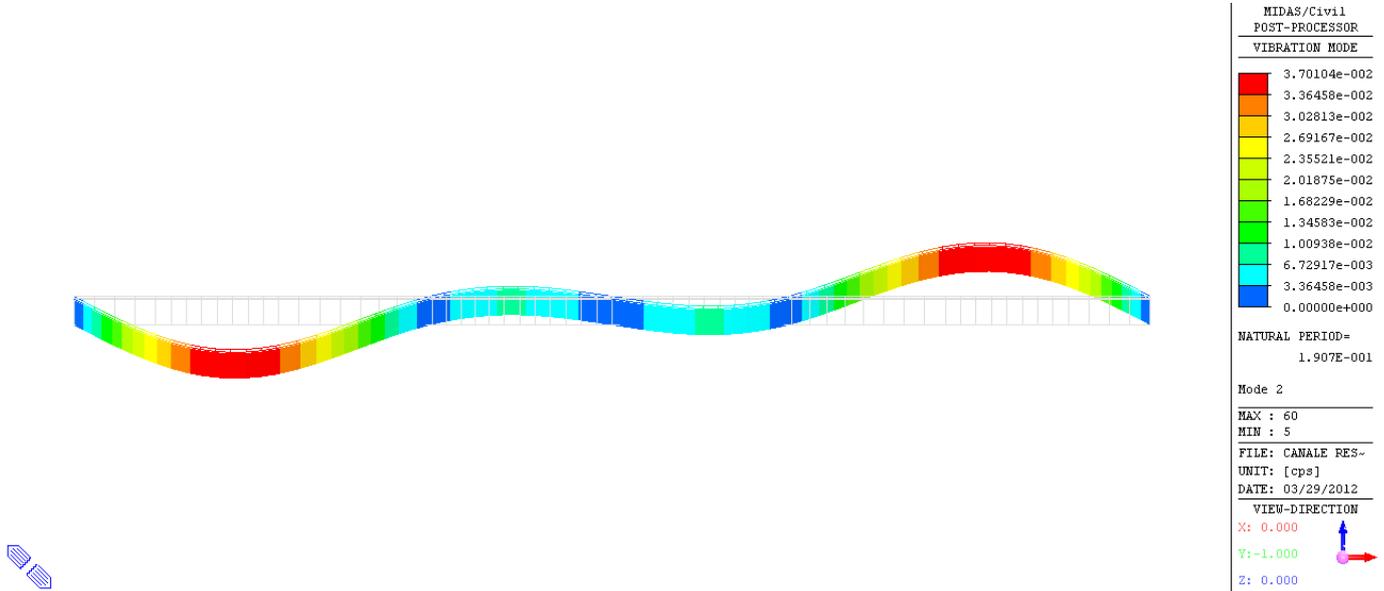
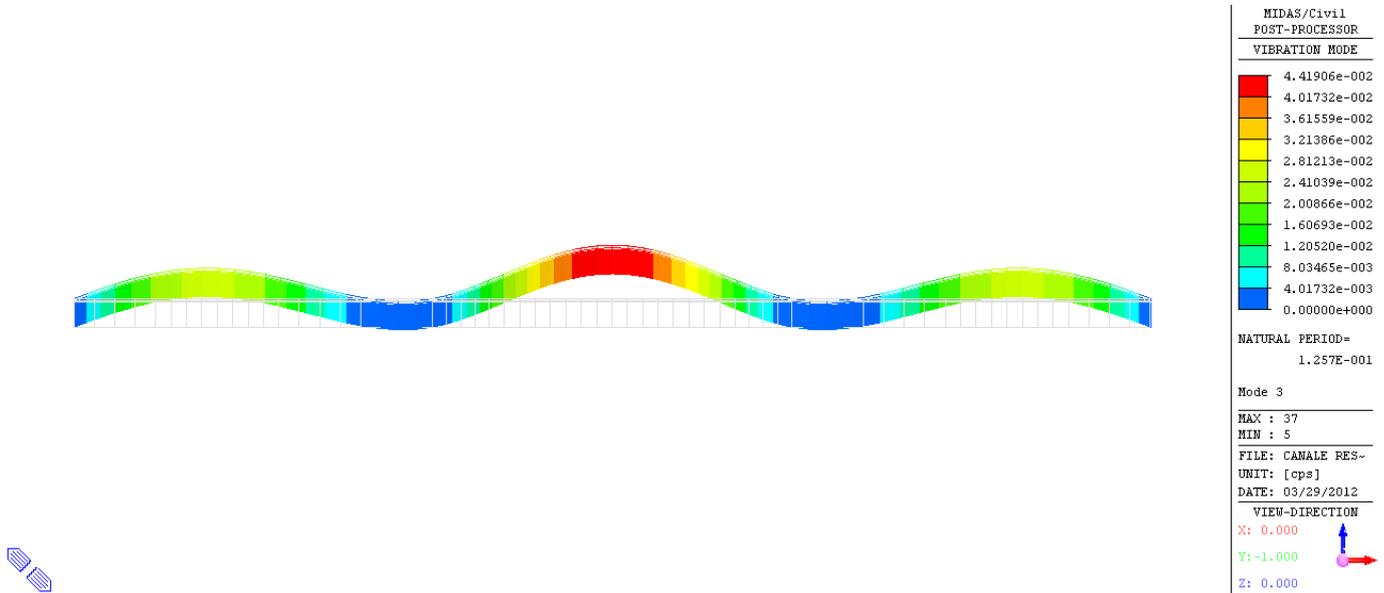


Fig. 6.3-3 3° MODO VERTICALE



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

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

TAB. 6.3-2

	Spalle	Pile
	(kN)	(kN)
FZ SLD	149	510
FZ SLV	615	2 102
FZ SLC	713	2 437

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	28 530
Sisma Longitudinale (dir. X)	628	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	628	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	1 758

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	628	188	29 057	13.18	48	14	50
SLD_02	628	188	28 003	12.70	49	15	52
SLD_03	188	628	29 057	13.18	14	48	50
SLD_04	188	628	28 003	12.70	15	49	52
SLD_05	188	188	30 288	13.74	14	14	19
SLD_06	188	188	26 772	12.14	16	16	22

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	3 721	80	24	84	10 742	232	70	242
SLD_02	3 631	81	24	85	10 436	234	70	244
SLD_03	3 721	24	80	84	10 742	70	232	242
SLD_04	3 631	24	81	85	10 436	70	234	244
SLD_05	3 825	24	24	34	11 099	69	69	98
SLD_06	3 527	25	25	35	10 079	71	71	100

TAB. 6.3-6

Azioni Sismiche a SLV			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	28 530
Sisma Longitudinale (dir. X)	1 854	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	1 854	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	7 156

TAB. 6.3-7

Combinazioni di Carico	Azioni Sismiche Globali a SLV			Spostamenti sismici a SLV			
	RX (kN)	RY (kN)	RZ (kN)	K_{eff} (kN/mm)	d_x (mm)	d_y (mm)	d_{tot} (mm)
SLV_01	1 854	556	30 677	13.92	133	40	139
SLV_02	1 854	556	26 383	11.97	155	46	162
SLV_03	556	1 854	30 677	13.92	40	133	139
SLV_04	556	1 854	26 383	11.97	46	155	162
SLV_05	556	556	35 686	16.19	34	34	49
SLV_06	556	556	21 374	9.70	57	57	81

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	3 861	233	70	244	11 220	678	203	708
SLV_02	3 492	245	74	256	9 958	700	210	731
SLV_03	3 861	70	233	244	11 220	203	678	708
SLV_04	3 492	74	245	256	9 958	210	700	731
SLV_05	4 291	67	67	95	12 691	198	198	280
SLV_06	3 061	80	80	113	8 487	221	221	312

TAB. 6.3-9

Azioni Sismiche a SLC			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	28 530
Sisma Longitudinale (dir. X)	2 111	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	2 111	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	8 282

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	2 111	633	31 015	14.07	150	45	157
SLC_02	2 111	633	26 045	11.81	179	54	187
SLC_03	633	2 111	31 015	14.07	45	150	157
SLC_04	633	2 111	26 045	11.81	54	179	187
SLC_05	633	633	36 812	16.70	38	38	54
SLC_06	633	633	20 248	9.18	69	69	98

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	3 890	265	79	276	11 320	771	231	805
SLC_02	3 462	281	84	293	9 858	799	240	834
SLC_03	3 890	79	265	276	11 320	231	771	805
SLC_04	3 462	84	281	293	9 858	240	799	834
SLC_05	4 389	76	76	107	13 026	224	224	317
SLC_06	2 963	93	93	131	8 152	255	255	361

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	40	12	1 860	40	12	1 860
SLD_02	41	12	1 816	41	12	1 816
SLD_03	12	40	1 860	12	40	1 860
SLD_04	12	41	1 816	12	41	1 816
SLD_05	12	12	1 913	12	12	1 913
SLD_06	12	12	1 764	12	12	1 764
ENV SLD (max)	41	41	1 913	41	41	1 913
ENV SLD (min)	-41	-41	1 764	-41	-41	1 764

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	117	35	1 930	117	35	1 930
SLV_02	123	37	1 746	123	37	1 746
SLV_03	35	117	1 930	35	117	1 930
SLV_04	37	123	1 746	37	123	1 746
SLV_05	33	33	2 146	33	33	2 146
SLV_06	40	40	1 531	40	40	1 531
ENV SLV (max)	123	123	2 146	123	123	2 146
ENV SLV (min)	-123	-123	1 531	-123	-123	1 531

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	132	40	1 945	132	40	1 945
SLC_02	140	42	1 731	140	42	1 731
SLC_03	40	132	1 945	40	132	1 945
SLC_04	42	140	1 731	42	140	1 731
SLC_05	38	38	2 195	38	38	2 195
SLC_06	46	46	1 482	46	46	1 482
ENV SLC (max)	140	140	2 195	140	140	2 195
ENV SLC (min)	-140	-140	1 482	-140	-140	1 482

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	116	35	5 371	116	35	5 371
SLD_02	117	35	5 218	117	35	5 218
SLD_03	35	116	5 371	35	116	5 371
SLD_04	35	117	5 218	35	117	5 218
SLD_05	35	35	5 550	35	35	5 550
SLD_06	35	35	5 040	35	35	5 040
ENV SLD (max)	117	117	5 550	117	117	5 550
ENV SLD (min)	-117	-117	5 040	-117	-117	5 040

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	339	102	5 610	339	102	5 610
SLV_02	350	105	4 979	350	105	4 979
SLV_03	102	339	5 610	102	339	5 610
SLV_04	105	350	4 979	105	350	4 979
SLV_05	99	99	6 346	99	99	6 346
SLV_06	110	110	4 244	110	110	4 244
ENV SLV (max)	350	350	6 346	350	350	6 346
ENV SLV (min)	-350	-350	4 244	-350	-350	4 244

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	385	116	5 660	385	116	5 660
SLC_02	400	120	4 929	400	120	4 929
SLC_03	116	385	5 660	116	385	5 660
SLC_04	120	400	4 929	120	400	4 929
SLC_05	112	112	6 513	112	112	6 513
SLC_06	127	127	4 076	127	127	4 076
ENV SLC (max)	400	400	6 513	400	400	6 513
ENV SLC (min)	-400	-400	4 076	-400	-400	4 076

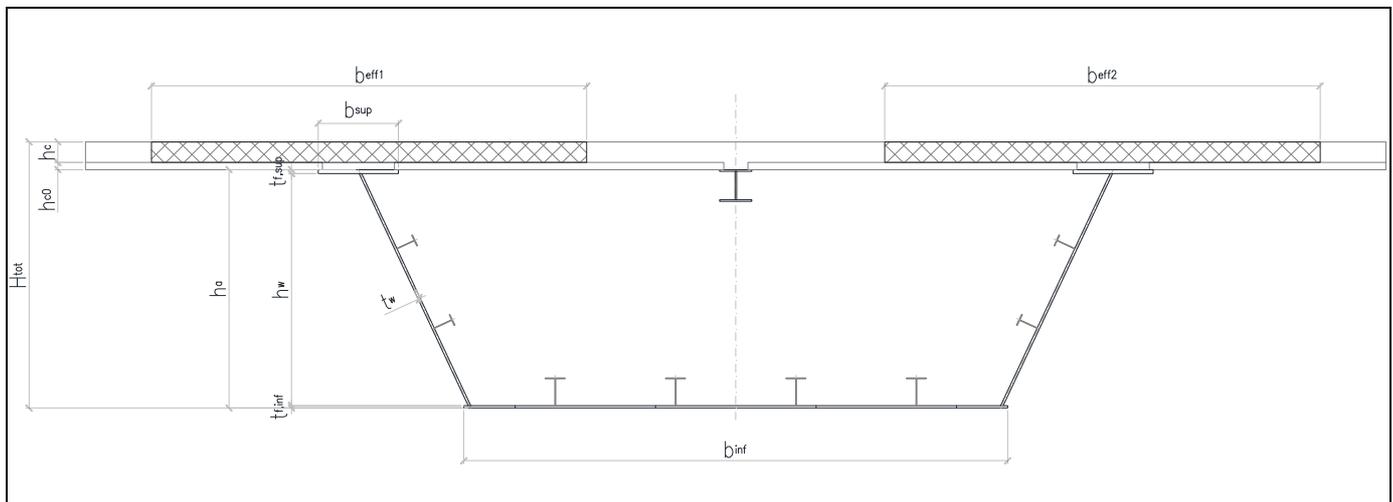
6.4. VERIFICHE

6.4.1. Verifiche di resistenza a SLU

La sezione del cassone metallico costituente l'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 del cassone metallico mentre le tensioni tangenziali dovute alla torsione sono state determinate mediante la formulazione di Bredt per le sezioni sottili chiuse. 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;
- $\sigma_{s, sup}$: 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 tensioni tangenziali dovute alla torsione sono state valutate considerando un'area media uguale per tutte le sezioni pari a:

$$\Omega = 23\,800\,000 \text{ mm}^2$$

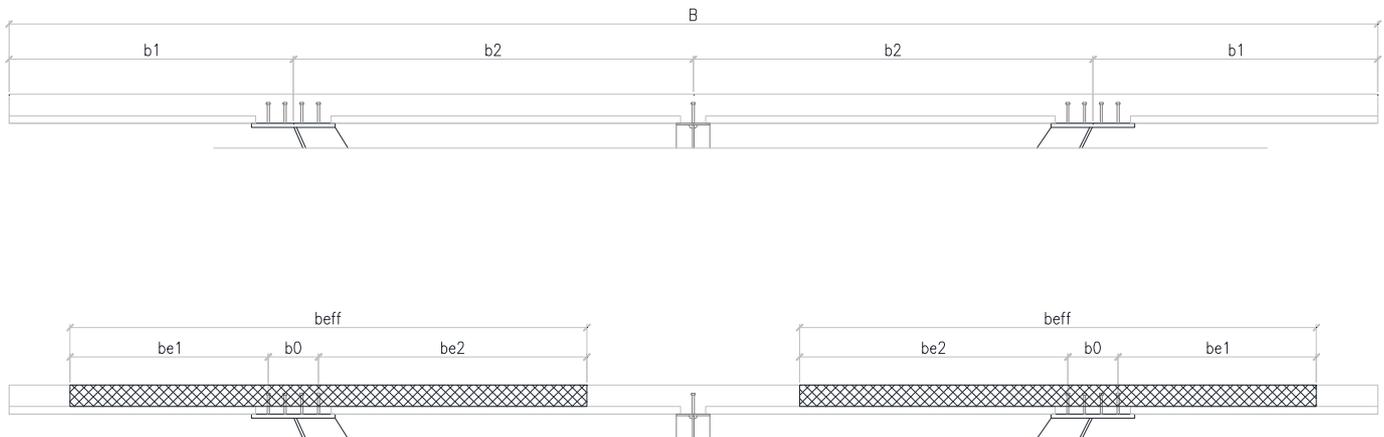
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima e del fondo (ove necessario) sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

6.4.1.1. Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze efficaci vengono determinate trascurando il contributo della longherina centrale. Si considera ai fini delle verifiche in direzione longitudinale 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. 1° Campata – $L_1 = 35$ m

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 4\,775 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = 0.85 L_1 = 29.75 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,100 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 3\,718 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 7\,418 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,1} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 14\,836 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

Per gli appoggi di estremità:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$$

quindi:

$$\beta_1 = 0.79 \text{ e } \beta_2 = 0.75$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 5\,837 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,0} = 2 \times b_{eff,0} = 11\,675 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato in corrispondenza appoggio

6.4.1.3. Sezione di pila

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 4\,775 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = 0.25 (L_1 + L_2) = 17.50 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 2\,187 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 2\,187 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,2} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 4\,975 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,2} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 9\,950 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

6.4.1.4. 2° Campata - L2 = 35 m

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 4\,775 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = 0.70 L_2 = 24.50 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 2° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,062 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 3\,062 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 6\,725 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

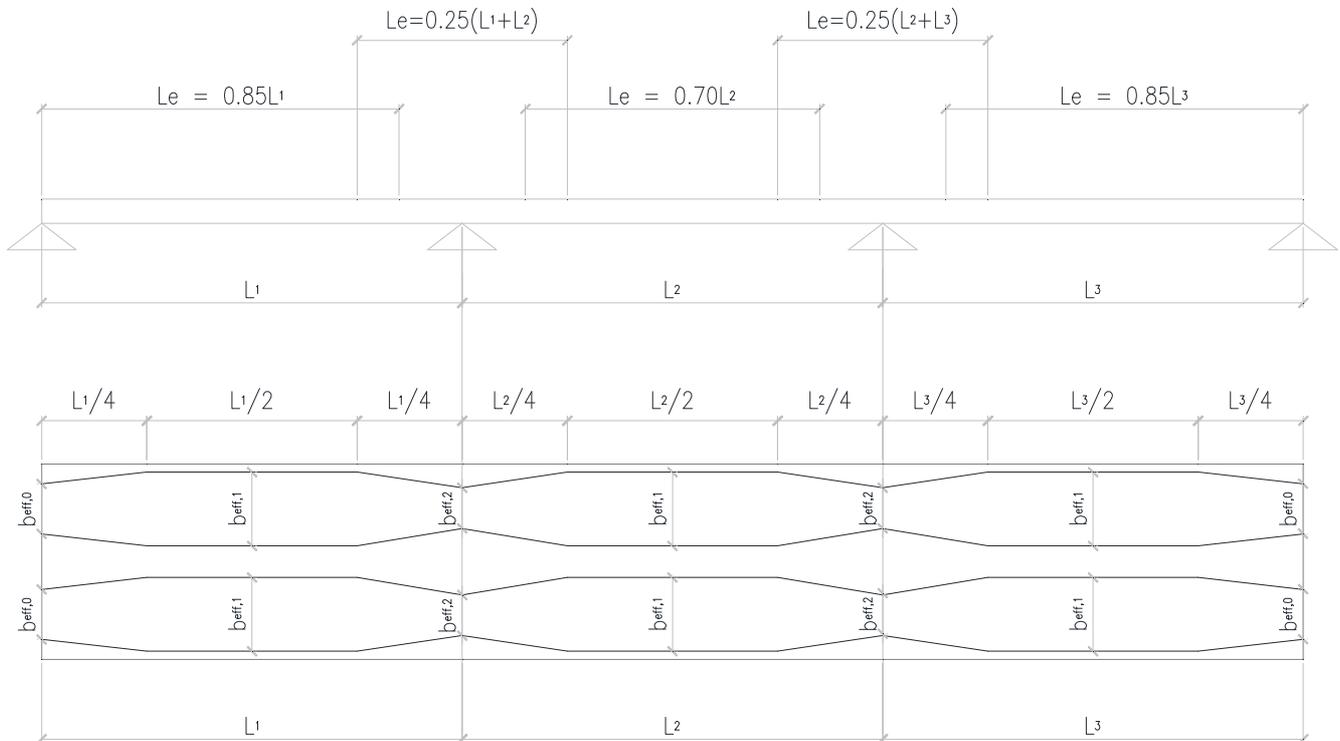
Quindi:

$$B_{eff,1} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 13\,450 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

In direzione longitudinale la variazione di larghezza efficace è rappresentata dalla figura seguente:

Fig. 6.4-3



Per il concio di spalla (concio C1) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione in spalla: $B_{eff} = B_{eff,0} = 11\ 675\ \text{mm}$

Sezione finale (a 9.00 m) : $B_{eff} = 14\ 836\ \text{mm}$ (per interpolazione lineare)

Per il concio di mezzeria (concio C1) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 9.00 m) : $B_{eff} = B_{eff,1} = 14\ 836\ \text{mm}$

Sezione finale (a 21.00 m) : $B_{eff} = B_{eff,1} = 14\ 836\ \text{mm}$

Per il concio intermedio (concio C2) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 21.00 m) : $B_{eff} = B_{eff,1} = 14\ 836\ \text{mm}$

Sezione finale (a 30.50 m) : $B_{eff} = 12\ 462\ \text{mm}$ (per interpolazione lineare)

Per il concio di pila (concio C3) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 30.50 m) : $B_{eff} = 12\ 462\ \text{mm}$ (per interpolazione lineare)

Sezione di pila (a 35.00 m) : $B_{eff} = B_{eff,2} = 9\ 950\ \text{mm}$

Sezione finale (a 41.50 m) : $B_{eff} = 12\ 550\ \text{mm}$ (per interpolazione lineare)

Per il concio C4 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 41.50 m): $B_{\text{eff}} = 12\,550\text{ mm}$

(per interpolazione lineare)

Sezione di mezzera (a 52.50 m): $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 13\,450\text{ mm}$

6.4.2. Verifica del concio C1

Di seguito è riportata la verifica del concio tipo C1 delle campate di riva. Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 6.4-1 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2455 mm
b_{sup}	2x600 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
b_{inf}	7200 mm
$t_{f,inf}$	15 mm
t_w	2x15 mm
h_a	2500 mm
B_c	14836 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	3350 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	74
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	14879 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	20 mm
n_{ϕ}°	74
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	14879 mm ²

TAB. 6.4-2 – 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}	22568 kNm	M_{DL2}	10267 kNm	M_{LL}	31856 kNm	M_{DL2}	10267 kNm
V_{SW+DL1}	0 kN	V_{DL2}	0 kN	V_{LL}	2104 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}	28.6 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-171.2 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-3.7 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-11.4 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-13.3 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-168.1 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-3.3 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-10.2 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-12.8 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	168.1 N/mm ²	$\sigma_{w sup, id}$	3.3 N/mm ²	$\sigma_{w sup, id}$	50.5 N/mm ²	$\sigma_{w sup, id}$	12.8 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	84.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	28.6 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	88.8 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	29.9 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	84.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	28.6 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	101.7 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	29.9 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	85.9 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	28.8 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	89.4 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	30.2 N/mm ²
Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-1.3 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-4.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-1.0 N/mm ²
Armatura		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
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²

TAB. 6.4-3 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SW+DL1)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-171.2 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-168.1 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	168.1 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	84.3 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	84.3 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	85.9 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	28.6 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-186.3 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-181.6 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	188.2 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	201.8 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	207.8 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	204.1 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1, c}$	-5.2 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_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	28.6 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-195.9 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-191.1 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	197.4 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	203.1 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	209.1 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	205.5 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1, c}$	-5.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 10\,326 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 15 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 14.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 15 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 14.5 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 43.1 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_{w sup}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 205.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_{w inf}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 216.4 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 021 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 6.4-4 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	15 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3021 mm		
σ_1	-191.1 N/mm ²		
σ_2	230.1 N/mm ²		
τ_m	43.1 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1007	1007	1007 mm
σ_1	-191.1	-50.7	89.7 N/mm ²
Ψ_{σ_1}	-0.51	0.90	2.30 N/mm ²
$\sigma_{cr,o}$	42.1	42.1	42.1 N/mm ²
Ψ	0.27	-1.77	2.57
α	3.48	3.48	3.48
K- σ	6.15	23.90	4.00
K- τ	4.54	4.54	4.54
σ_{cr}	259.1	1006.5	168.5 N/mm ²
τ_{cr}	238.8	238.8	238.8 N/mm ²
σ_{cfr}	266.8	499.9	413.7 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	266.8	336.3	328.9 N/mm ²
σ_{id}	205.2	90.2	116.7 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.30	3.73	2.82

I pannelli del fondo, poichè uniformemente ed abbondantemente tesi, si possono considerare esenti da fenomeni di instabilità.

6.4.3. Verifica concio C2 (Intermedio)

Di seguito è riportata la verifica del concio tipo "intermedio" delle campate di riva (individuato nei disegni di progetto come concio C2). Tale sezione è soggetta sia a momenti positivi sia a momenti negativi.

6.4.3.1. Verifica della sezione di momento positivo

Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 6.4-5 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2450 mm
b_{sup}	2x600 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
b_{inf}	7200 mm
$t_{f,inf}$	20 mm
t_w	2x20 mm
h_a	2500 mm
B_c	14836 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	2850 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	74
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	14879 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	74
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	14879 mm ²

TAB. 6.4-6 – 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}	17360 kNm	M_{DL2}	8718 kNm	M_{LL}	28065 kNm	M_{DL2}	8988 kNm
V_{SW+DL1}	2199 kN	V_{DL2}	820 kN	V_{LL}	2619 kN	V_{DL2}	1158 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio			Sezione Acciaio		
τ_{med}	22.4 N/mm ²	τ_{med}	8.4 N/mm ²	τ_{med}	26.7 N/mm ²	τ_{med}	11.8 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-117.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-3.5 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-11.4 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-11.8 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-115.3 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-3.3 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-10.5 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-11.4 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	121.7 N/mm ²	$\sigma_{w sup, id}$	14.9 N/mm ²	$\sigma_{w sup, id}$	47.5 N/mm ²	$\sigma_{w sup, id}$	23.4 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	50.5 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	18.4 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	59.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	20.0 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	63.7 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	23.4 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	75.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	28.6 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	51.8 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	18.6 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	59.9 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	20.3 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-1.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-3.3 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-0.8 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. 6.4-7 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : $t=0$ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	22.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-117.3 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-115.3 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	121.7 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	50.5 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	63.7 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	51.8 N/mm ²

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

Sezione Acciaio	
τ_{med}	57.5 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-132.3 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-129.1 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	163.1 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	128.2 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	162.3 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	130.3 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-4.3 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

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

Sezione Acciaio	
τ_{med}	61.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-140.5 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-137.2 N/mm ²
$\sigma_{w sup, id}$	173.2 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	129.8 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	167.3 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	131.9 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-4.2 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 7\,567 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 20 mm): } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 20 mm): } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{\text{tot}} = \tau_{\text{med}} + \tau_t = 69.0 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w \text{ sup, id}} = (\sigma_{w \text{ sup}}^2 + 3 \tau_{\text{tot}}^2)^{0.5} = 181.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w \text{ inf, id}} = (\sigma_{w \text{ inf}}^2 + 3 \tau_{\text{tot}}^2)^{0.5} = 176.4 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ($h = 3021 \text{ mm}$) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3500 mm .

TAB. 6.4-8 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3021 mm		
σ_1	-137.2 N/mm ²		
σ_2	129.8 N/mm ²		
τ_m	69.0 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1007	1007	1007 mm
σ_1	-137.2	-48.2	40.8 N/mm ²
Ψ_{σ_1}	-0.48	0.41	1.30 N/mm ²
$\sigma_{cr, o}$	74.9	74.9	74.9 N/mm ²
Ψ	0.35	-0.85	3.18
α	3.48	3.48	3.48
K- σ	5.79	20.10	4.00
K- τ	4.54	4.54	4.54
σ_{cr}	433.3	1505.1	299.5 N/mm ²
τ_{cr}	424.6	424.6	424.6 N/mm ²
σ_{cfr}	488.8	773.4	735.4 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	335.6	345.7	345.0 N/mm ²
σ_{id}	182.0	128.9	126.3 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.84	2.68	2.73

6.4.3.2. Verifica della sezione di momento negativo

Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 6.4-9 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2450 mm
b_{sup}	2x600 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
b_{inf}	7200 mm
$t_{f,inf}$	20 mm
t_w	2x20 mm
h_a	2500 mm
B_c	12462 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	2850 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	62
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	12466 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
n_{ϕ}°	62
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	12466 mm ²

TAB. 6.4-10 – 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}	-2534 kNm	M_{DL2}	812 kNm	M_{LL}	-26847 kNm	M_{DL2}	-8341 kNm
V_{SW+DL1}	3485 kN	V_{DL2}	1350 kN	V_{LL}	3167 kN	V_{DL2}	1687 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	35.6 N/mm ²	τ_{med}	13.8 N/mm ²	τ_{med}	32.3 N/mm ²	τ_{med}	17.2 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	17.1 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-0.4 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	123.5 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	38.4 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	16.8 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-0.4 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	121.1 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	37.6 N/mm ²
$\sigma_{w sup,id}$	63.9 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	23.9 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	133.4 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	48.0 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	-7.4 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	1.7 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	-71.0 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	-22.0 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	62.0 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	23.9 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	90.4 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	37.1 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	-7.6 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	1.7 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	-72.5 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	-22.5 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-0.1 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	146.2 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	45.4 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	132.1 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	41.0 N/mm ²

TAB. 6.4-11 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	35.6 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	17.1 N/mm ²
$\sigma_w sup$	16.8 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	63.9 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-7.4 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	62.0 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-7.6 N/mm ²

Ver. Fe-Clis: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	81.7 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	136.9 N/mm ²
$\sigma_w sup$	134.3 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	195.0 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-76.2 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	160.6 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-77.9 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	141.8 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	128.1 N/mm ²

Ver. Fe-Clis: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	85.1 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	179.0 N/mm ²
$\sigma_w sup$	175.6 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	229.3 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-100.4 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	178.3 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-102.6 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	191.7 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	173.2 N/mm ²

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 9\,148 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 20 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 9.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 20 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 9.6 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 94.7 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 240.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 192.3 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 021 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

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

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3021 mm		
σ_1	-100.4 N/mm ²		
σ_2	171.9 N/mm ²		
τ_m	97.4 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1007	1007	1007 mm
σ_1	-100.4	-9.6	81.1 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.10	0.81	1.72 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	74.9	74.9	74.9 N/mm ²
Ψ	0.10	-8.42	2.12
α	3.48	3.48	3.48
K- σ	7.02	23.90	4.00
K- τ	4.54	4.54	4.54
σ_{cr}	525.9	1789.3	299.5 N/mm ²
τ_{cr}	424.6	424.6	424.6 N/mm ²
σ_{cfr}	612.8	768.3	735.4 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	341.6	345.6	345.0 N/mm ²
σ_{id}	196.3	169.0	187.2 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.74	2.05	1.84

I pannelli del fondo sono dotati di 4 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 6.4-13 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO

Num. Pannelli	5				
Spessore fondo	20 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Altezza Anima	7000 mm				
σ_1	-100.4 N/mm ²				
σ_2	-100.4 N/mm ²				
τ_m	9.6 N/mm ²				
Pannello	1	2	3	4	5
Altezza	1250	1500	1500	1500	1250 mm
σ_1	-100.4	-100.4	-100.4	-100.4	-100.4 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00 N/mm ²
$\sigma_{cr,o}$	48.6	33.7	33.7	33.7	48.6 N/mm ²
Ψ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
α	2.80	2.33	2.33	2.33	2.80
K- σ	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- τ	4.68	4.86	4.86	4.86	4.68
σ_{cr}	194.4	135.0	135.0	135.0	194.4 N/mm ²
τ_{cr}	284.3	205.0	205.0	205.0	284.3 N/mm ²
σ_{cfr}	196.2	136.3	136.3	136.3	196.2 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	196.2	136.3	136.3	136.3	196.2 N/mm ²
σ_{id}	101.8	101.8	101.8	101.8	101.8 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.93	1.34	1.34	1.34	1.93

6.4.4. Verifica concio C3 (sezione di pila)

Di seguito è riportata la verifica della sezione di pila (individuata nei disegni di progetto come concio C3). Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 20 / 10 cm.

TAB. 6.4-14 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2430 mm
b_{sup}	2x800 mm
$t_{f,sup}$	40 mm
b_{inf}	7200 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
t_w	2x30 mm
h_a	2500 mm
B_c	9950 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	2850 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	20 mm
n_{ϕ}°	100
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	31416 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	20 mm
n_{ϕ}°	100
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	31416 mm ²

TAB. 6.4-15 – 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}	-33508 kNm	M_{DL2}	-10777 kNm	M_{LL}	-39852 kNm	M_{DL2}	-22586 kNm
V_{SW+DL1}	5364 kN	V_{DL2}	2044 kN	V_{LL}	3878 kN	V_{DL2}	2382 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio			Sezione Acciaio		
τ_{med}	36.8 N/mm ²	τ_{med}	14.0 N/mm ²	τ_{med}	26.6 N/mm ²	τ_{med}	16.3 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	139.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	25.9 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	95.7 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	54.2 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	136.0 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	25.2 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	93.0 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	52.7 N/mm ²
$\sigma_{w sup,id}$	150.2 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	35.0 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	103.8 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	59.8 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	-63.9 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	-18.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	-67.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	-38.1 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	90.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	30.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	81.6 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	47.5 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	-66.4 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	-18.7 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	-69.3 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	-39.3 N/mm ²
Soletta		Soletta			Soletta		
		$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura		Armatura			Armatura		
		$\sigma_{f,sup}$	31.0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	114.8 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	65.1 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	27.8 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	102.9 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	58.3 N/mm ²

TAB. 6.4-16 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	36.8 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	139.3 N/mm ²
$\sigma_w sup$	136.0 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	150.2 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-63.9 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	90.2 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-66.4 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	77.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	260.9 N/mm ²
$\sigma_w sup$	254.2 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	287.4 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-149.4 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	200.8 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-154.4 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	145.8 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	130.8 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	79.7 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	289.2 N/mm ²
$\sigma_w sup$	281.8 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	313.8 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-169.4 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	218.5 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-174.9 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	179.9 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	161.3 N/mm ²

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 11\,355 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 87.7 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 320.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 227.5 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 021 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 6.4-17 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3021 mm		
σ_1	-169.0 N/mm ²		
σ_2	281.8 N/mm ²		
τ_m	87.7 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1007	1007	1007 mm
σ_1	-169.0	-18.7	131.5 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.19	1.32	2.82 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	168.5	168.5	168.5 N/mm ²
Ψ	0.11	-7.02	2.14
α	3.48	3.48	3.48
K- σ	6.94	23.90	4.00
K- τ	4.54	4.54	4.54
σ_{cr}	1168.6	4026.0	673.8 N/mm ²
τ_{cr}	955.3	955.3	955.3 N/mm ²
σ_{cfr}	1267.9	1789.4	1654.7 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	350.8	352.8	352.4 N/mm ²
σ_{id}	227.2	153.1	200.9 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.54	2.31	1.75

I pannelli del fondo sono dotati di 4 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 6.4-18 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO

Num. Pannelli	5				
Spessore fondo	30 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Altezza Anima	7000 mm				
σ_1	-174.9 N/mm ²				
σ_2	-174.9 N/mm ²				
τ_m	9.6 N/mm ²				
Pannello	1	2	3	4	5
Altezza	1250	1500	1500	1500	1250 mm
σ_1	-174.9	-174.9	-174.9	-174.9	-174.9 N/mm ²
Ψ_{σ_1}	-1.75	-1.75	-1.75	-1.75	-1.75 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	109.3	75.9	75.9	75.9	109.3 N/mm ²
Ψ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
α	2.80	2.33	2.33	2.33	2.80
K- σ	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- τ	4.68	4.86	4.86	4.86	4.68
σ_{cr}	437.3	303.7	303.7	303.7	437.3 N/mm ²
τ_{cr}	639.6	461.2	461.2	461.2	639.6 N/mm ²
σ_{cfr}	438.7	304.7	304.7	304.7	438.7 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	331.6	303.8	303.8	303.8	331.6 N/mm ²
σ_{id}	175.7	175.7	175.7	175.7	175.7 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.89	1.73	1.73	1.73	1.89

6.4.5. Verifica concio C4

Di seguito è riportata la verifica del concio C4 della campata centrale. Tale sezione è soggetta sia a momenti positivi sia a momenti negativi.

6.4.5.1. Verifica della sezione di momento positivo

Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 6.4-19 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

Dati geometrici sezione	
h_w	2450 mm
b_{sup}	2x600 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
b_{inf}	7200 mm
$t_{f,inf}$	20 mm
t_w	2x20 mm
h_a	2500 mm
B_c	13450 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	2850 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	67
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	13471 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
n_{ϕ}°	67
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	13471 mm ²

TAB. 6.4-20 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: t=t ₀				Sezione mista: t=t _∞	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	4270 kNm	M_{DL2}	4412 kNm	M_{LL}	28842 kNm	M_{DL2}	4412 kNm
V_{SW+DL1}	0 kN	V_{DL2}	0 kN	V_{LL}	2025 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}	20.7 N/mm ²	τ _{med}	0.0 N/mm ²
σ _{s, sup}	-28.9 N/mm ²	σ _{s, sup}	-2.0 N/mm ²	σ _{s, sup}	-13.3 N/mm ²	σ _{s, sup}	-6.3 N/mm ²
σ _{w sup}	-28.4 N/mm ²	σ _{w sup}	-1.9 N/mm ²	σ _{w sup}	-12.4 N/mm ²	σ _{w sup}	-6.1 N/mm ²
σ _{w sup,id}	28.4 N/mm ²	σ _{w sup,id}	1.9 N/mm ²	σ _{w sup,id}	37.9 N/mm ²	σ _{w sup,id}	6.1 N/mm ²
σ _{w inf}	12.4 N/mm ²	σ _{w inf}	9.4 N/mm ²	σ _{w inf}	61.1 N/mm ²	σ _{w inf}	9.9 N/mm ²
σ _{w inf, id}	12.4 N/mm ²	σ _{w inf, id}	9.4 N/mm ²	σ _{w inf, id}	70.8 N/mm ²	σ _{w inf, id}	9.9 N/mm ²
σ _{s inf}	12.7 N/mm ²	σ _{s inf}	9.4 N/mm ²	σ _{s inf}	61.7 N/mm ²	σ _{s inf}	10.0 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta	
		σ _{1,c}	-0.6 N/mm ²	σ _{1,c}	-3.7 N/mm ²	σ _{1,c}	-0.4 N/mm ²
		Armatura		Armatura		Armatura	
		σ _{f,sup}	0.0 N/mm ²	σ _{f,sup}	0.0 N/mm ²	σ _{f,sup}	0.0 N/mm ²
		σ _{f,inf}	0.0 N/mm ²	σ _{f,inf}	0.0 N/mm ²	σ _{f,inf}	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
σ _{s, sup}	-28.9 N/mm ²
σ _{w sup}	-28.4 N/mm ²
σ _{w sup,id}	28.4 N/mm ²
σ _{w inf}	12.4 N/mm ²
σ _{w inf, id}	12.4 N/mm ²
σ _{s inf}	12.7 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Condizione tipo		1
Sezione Acciaio		
τ _{med}	20.7 N/mm ²	
σ _{s, sup}	-44.2 N/mm ²	
σ _{w sup}	-42.6 N/mm ²	
σ _{w sup,id}	55.7 N/mm ²	
σ _{w inf}	82.9 N/mm ²	
σ _{w inf, id}	90.3 N/mm ²	
σ _{s inf}	83.9 N/mm ²	
Soletta		
σ _{1,c}	-4.2 N/mm ²	
Armatura		
σ _{f,sup}	0.0 N/mm ²	
σ _{f,inf}	0.0 N/mm ²	

Ver. Fe-Cls: t=t_∞ (SLU)

Condizione tipo		1
Sezione Acciaio		
τ _{med}	20.7 N/mm ²	
σ _{s, sup}	-48.4 N/mm ²	
σ _{w sup}	-46.8 N/mm ²	
σ _{w sup,id}	58.9 N/mm ²	
σ _{w inf}	83.4 N/mm ²	
σ _{w inf, id}	90.8 N/mm ²	
σ _{s inf}	84.5 N/mm ²	
Soletta		
σ _{1,c}	-4.1 N/mm ²	
Armatura		
σ _{f,sup}	0.0 N/mm ²	
σ _{f,inf}	0.0 N/mm ²	

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 7\,592 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 20 mm): } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 20 mm): } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 28.7 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w\,sup,id} = (\sigma_{w\,sup}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 68.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w\,inf,id} = (\sigma_{w\,inf}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 97.1 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ($h = 3021$ mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3500 mm.

TAB. 6.4-22 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3021 mm		
σ_1	-46.8 N/mm ²		
σ_2	83.4 N/mm ²		
τ_m	28.7 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1007	1007	1007 mm
σ_1	-46.8	-3.4	40.0 N/mm ²
Ψ_{σ_1}	-0.03	0.40	0.83 N/mm ²
$\sigma_{cr,o}$	74.9	74.9	74.9 N/mm ²
Ψ	0.07	-11.76	2.09
α	3.48	3.48	3.48
K- σ	7.16	23.90	4.00
K- τ	4.54	4.54	4.54
σ_{cr}	536.3	1789.3	299.5 N/mm ²
τ_{cr}	424.6	424.6	424.6 N/mm ²
σ_{cfr}	586.6	792.8	735.4 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	340.7	346.1	345.0 N/mm ²
σ_{id}	68.3	49.8	63.8 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	4.99	6.95	5.41

6.4.5.2. Verifica della sezione di momento negativo

Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 20 / 20 cm.

TAB. 6.4-23 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2450 mm
b_{sup}	2x600 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
b_{inf}	7200 mm
$t_{f,inf}$	20 mm
t_w	2x20 mm
h_a	2500 mm
B_c	12550 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	2850 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	20 mm
n_{ϕ}°	62
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	19478 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	20 mm
n_{ϕ}°	62
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	19478 mm ²

TAB. 6.4-24 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{co}$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	-13318 kNm	M_{DL2}	-2732 kNm	M_{LL}	-31973 kNm	M_{DL2}	-14512 kNm
V_{SW+DL1}	2931 kN	V_{DL2}	1191 kN	V_{LL}	2991 kN	V_{DL2}	1731 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	29.9 N/mm ²	τ_{med}	12.2 N/mm ²	τ_{med}	30.5 N/mm ²	τ_{med}	17.7 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	90.0 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	10.6 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	124.4 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	56.4 N/mm ²
$\sigma_w sup$	88.5 N/mm ²	$\sigma_w sup$	10.4 N/mm ²	$\sigma_w sup$	121.9 N/mm ²	$\sigma_w sup$	55.3 N/mm ²
$\sigma_w sup,id$	102.5 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	23.5 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	132.8 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	63.2 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-38.7 N/mm ²	$\sigma_w inf$	-7.0 N/mm ²	$\sigma_w inf$	-81.7 N/mm ²	$\sigma_w inf$	-37.1 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	64.7 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	22.2 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	97.3 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	48.1 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-39.8 N/mm ²	$\sigma_s inf$	-7.1 N/mm ²	$\sigma_s inf$	-83.4 N/mm ²	$\sigma_s inf$	-37.9 N/mm ²
Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	12.7 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	148.5 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	67.4 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	11.4 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	133.5 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	60.6 N/mm ²

TAB. 6.4-25 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	29.9 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	90.0 N/mm ²
$\sigma_w sup$	88.5 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	102.5 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-38.7 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	64.7 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-39.8 N/mm ²

Ver. Fe-Cl: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	72.6 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	225.0 N/mm ²
$\sigma_w sup$	220.7 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	254.0 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-127.4 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	179.0 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-130.3 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	161.1 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	144.9 N/mm ²

Ver. Fe-Cl: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	78.1 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	270.8 N/mm ²
$\sigma_w sup$	265.6 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	298.1 N/mm ²
$\sigma_w inf$	-157.6 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	207.6 N/mm ²
$\sigma_s inf$	-161.0 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	215.8 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	194.1 N/mm ²

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 9\,799 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 20 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 10.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 20 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 10.3 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 88.4 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 306.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 219.7 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 021 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 6.4-26 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3021 mm		
σ_1	-157.6 N/mm ²		
σ_2	265.6 N/mm ²		
τ_m	88.4 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1007	1007	1007 mm
σ_1	-157.6	-16.5	124.5 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.17	1.25	2.66 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	74.9	74.9	74.9 N/mm ²
Ψ	0.10	-7.53	2.13
α	3.48	3.48	3.48
K- σ	6.97	23.90	4.00
K- τ	4.54	4.54	4.54
σ_{cr}	521.9	1789.3	299.5 N/mm ²
τ_{cr}	424.6	424.6	424.6 N/mm ²
σ_{cfr}	570.4	791.7	735.4 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	340.0	346.1	345.0 N/mm ²
σ_{id}	219.7	154.0	197.4 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.55	2.25	1.75

I pannelli del fondo sono dotati di 4 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

Si fa riferimento allo spessore equivalente dei pannelli irrigiditi mantenendo cautelativamente le tensioni normali riferite ai pannelli non irrigiditi.

Il fondo è dotato di 4 irrigiditori con area $A_{irr} = 7\,950\text{ mm}^2$ ciascuno. L'area totale del fondo irrigidito è pertanto pari a:

$$A_{tot} = A_{fondo} + 4 \times A_{irr} = 144\,000\text{ mm}^2$$

Lo spessore equivalente è quindi uguale a:

$$t_{eq} = A_{tot} / B_{fondo} = 144\,000\text{ mm}^2 / 7\,200\text{ mm} = 24.4\text{ mm}$$

TAB. 6.4-27 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO

Num. Pannelli	5				
Spessore fondo	24.4 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Altezza Anima	7000 mm				
σ_1	-161.0 N/mm ²				
σ_2	-161.0 N/mm ²				
τ_m	10.3 N/mm ²				
Pannello	1	2	3	4	5
Altezza	1250	1500	1500	1500	1250 mm
σ_1	-161.0	-161.0	-161.0	-161.0	-161.0 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-1.61	-1.61	-1.61	-1.61	-1.61 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	72.3	50.2	50.2	50.2	72.3 N/mm ²
Ψ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
α	2.80	2.33	2.33	2.33	2.80
K- σ	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- τ	4.68	4.86	4.86	4.86	4.68
σ_{cr}	289.3	200.9	200.9	200.9	289.3 N/mm ²
τ_{cr}	423.1	305.1	305.1	305.1	423.1 N/mm ²
σ_{cfr}	290.5	201.8	201.8	201.8	290.5 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	295.0	201.8	201.8	201.8	295.0 N/mm ²
σ_{id}	162.0	162.0	162.0	162.0	162.0 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.82	1.25	1.25	1.25	1.82

La verifica è pertanto soddisfatta.

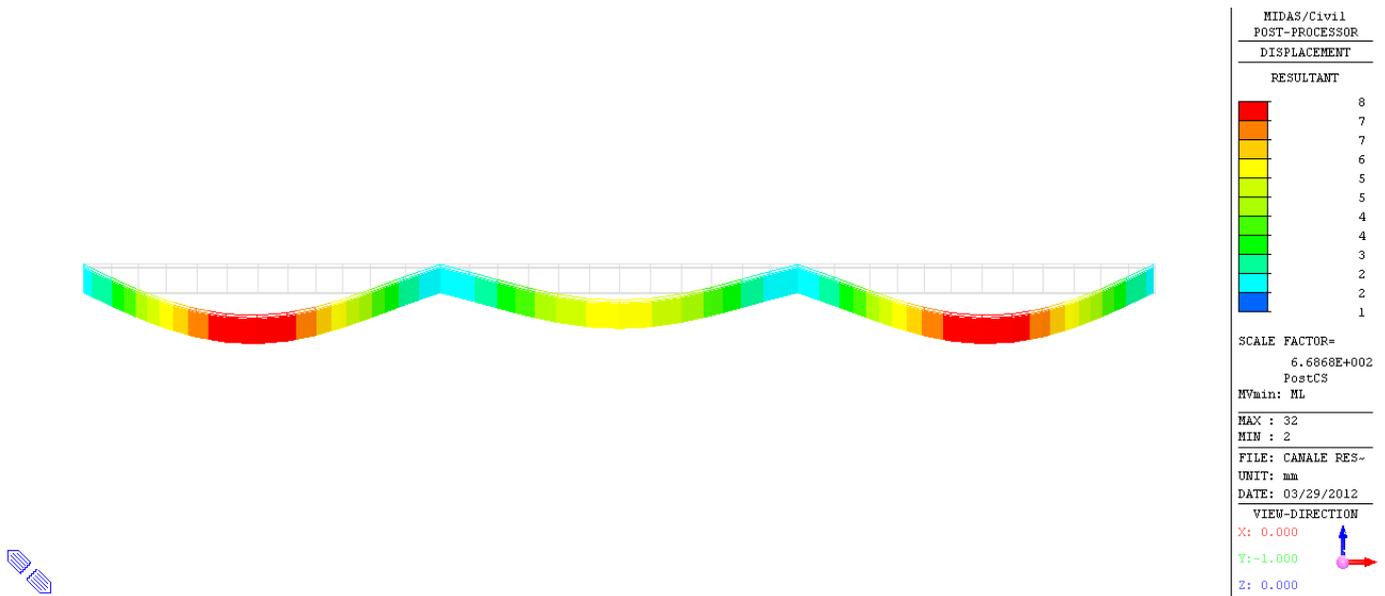
6.4.6. Verifiche di deformabilità (SLE)

Ai fini della valutazione della deformabilità del ponte, si è valutata la massima freccia verticale dell'implacato per la condizione di transito dei carichi mobili e lo si è rapportato al valore limite di $L/1\ 000$ accettabile per la tipologia di opera in oggetto. La massima freccia in campata centrale vale:

$$dZ_{\max} = -8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad dZ_{\max} / L = 8\text{mm} / 35\ 000\text{mm} = 1 / 4\ 375 < 1 / 1\ 000$$

La verifica risulta soddisfatta.

FIG. 6.4-4 DEFORMAZIONI PER CARICO MOBILE (MM)



6.4.7. Verifica allo stato limite di collasso (SLC)

I dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere senza rotture gli spostamenti d_2 valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo stato limite di collasso.

Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC_02 e SLC_04 e vale:

$$dXY_{\max} = 187 \text{ mm} \quad < \quad D_{\max} = 300 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

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: $\varnothing = 38^\circ$

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

$$k_h = 0.317 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.159 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 15.3^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 20.7^\circ$$

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

$$k_E (k_{v-}) = 0.501 ; k_E (k_{v+}) = 0.409$$

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:

$$k_E = \text{MAX}[(1-0.159)*0.501 ; k_E = (1+0.159)*0.409] = \text{MAX}[0.422 ; 0.474] = \underline{\underline{0.474}}$$

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' (Limitazioni Tensionali)

Risulta significativa solo quando si effettua una ridistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste ridistribuzioni 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):

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

$25 \geq \emptyset$	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

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta S1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{Corsia: } \Delta S2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

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

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta V1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{ e } 3^\circ \text{ e } 4^\circ \text{ Corsia: } \Delta V2-3-4 = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n°4 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.

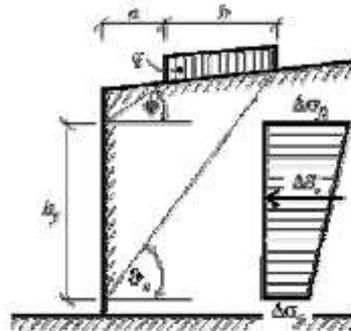


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

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:

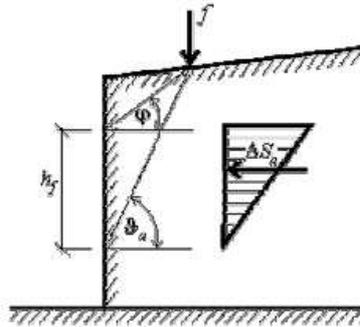


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

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

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

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

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

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: Paraghiaia

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, il paraghiaia 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 $0.8 \cdot \varnothing$: **si seguirà tale approccio.**

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

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

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

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

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

Ponte su Canale Resega				
3 Campate - 35m-35m35m	L= 105m			
SPALLA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	3.488	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	2.048	0	0	-498
Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.440	0	0	7.484
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-204	0	0	-53
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.440	0	0	-7.484
Frenamento	0	107	0	0
Vento Trasversale	0	0	236	708
Sisma Longitudinale (SLD)	0	81	0	0
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	81	0
Sisma Verticale (SLD)	226	0	0	0
Sisma Longitudinale (SLV)	0	245	0	0
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	245	0
Sisma Verticale (SLV)	919	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.

NOTA – Le reazioni fornite al Cap,6 potrebbero apparire non immediatamente congruenti con quanto in tabella, in quanto espresse in forma 'additiva'. A titolo di esempio:

Permanenti (tabella) = 3.488

Permanenti (Cap.6) = 1.744+1.744 = 3.488

7.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 7.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	5,60	34,74	2,00	
Paraghiaia	0,60	33,54	4,00	
Da paragh. A bordo pulvino	2,80			
Risvolti	2,20	0,60	4,00	
Orecchie	3,20	0,60	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)	0,317			
kv+ (masse)	0,154			
kv- (terreno)	0,159			
kE	0,409			
kE*(1-kv)	0,474			

TAB. 7.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Pulvino	9.727	2,80	27.236		
Paraghiaia	2.012	3,10	6.238		
Risvolti	264	4,50	1.188		
Orecchie	197	6,93	1.363		
Terreno in scatolato	5.755	4,50	25.900		
	17.956		61.925	-0,65	-11.649
Impalcati (2) [permanenti]	6.976	1,00	6.976	1,80	12.557
	24.932		68.901		908
kv (masse eccetto impalcato)30%	830			-0,65	-538
kv (solo impalcato)30%	551	1,00	551	1,80	993
	1.381				454
Totale (Kv+)	26.313				1.362
Totale (Kv-)	23.551				453
Azioni Orizzontali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Pulvino	3.084	1,00	3.084		
Paraghiaia	638	4,00	2.552		
Risvolti	84	4,00	335		
Orecchie	62	4,89	305		
Terreno in scatolato	1.824	4,00	7.298		
Impalcati (2)	491	2,30	1.129		
	6.183		14.702		
Spinta Mononobe	5.778	2,00	11.555		
	11.961		26.257		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H _y - kN	z - m	M _x - kNm		
	6.183		14.702		
Spinta Mononobe su Orecchia	60	4,22	253		
30%	1.873		4.486		

TAB. 7.2-4

Azioni alla Base					
	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm
Kv+	26.313	11.961	1.873	27.619	4.486
Kv-	23.551	11.961	1.873	26.711	4.486
Pali					
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		2	10		
Interasse - m		3,64	3,60		
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
Kv+	605	2.100	532		
Kv-	605	1.936	419		

7.2.2. Azioni Globali : Fase Statica

TAB. 7.2-5

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19,50				
k0	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
Fondazione	9.727	2,80	27.236		
Parete centrale	2.012	3,10	6.238		
Risvolti	264	5	1.188		
Paraghiaia	197	7	1.363		
Orecchie	197	6,93	1.363		
Terreno inscatolato	5.755	4,50	25.900		
Impalcati (2) [permanenti]	6.976	1,00	6.976		
	25.129		70.265	0,00	96
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Sovraccarico a tergo	15	4,50	68	-1,7	-26
Carichi Mobili (Tandem+distribuiti)	4.095	1,00	4.095	1,80	7.371
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0,06				
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi	419	2,30	963		
Spinta Terreno	4.634	2,00	9.267		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi (Tandem+distrib.)	246	2,30	565		
Sovraccarico a tergo	1.980	3	5.941		
Frenatura	107	8,24	882		
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		33.924	129			129
Az. Vert. Carichi Mobili	1,35	1,00	5.528	9.951			9.951
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,35				565	1.300	1.300
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,35				6.255	12.511	12.511
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1,35	1,00			332	763	763
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,50		23	-38	2.970	8.911	8.873
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,35	1,00			144	1.190	1.190
Azioni alla Base			39.475	10.042	10.267	24.674	34.717
Pali							
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	10				
Interasse - m		3,64	3,60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	513	2.938	1.009				

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		25.129	96			96
Az. Vert. Carichi Mobili	1,00	1,00	4.095	7.371			7.371
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,00				419	963	963
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,00				4.634	9.267	9.267
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1,00	1,00			246	565	565
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,00		15	-26	1.980	5.941	5.915
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,00	1,00			107	882	882
Azioni alla Base			29.239	7.441	7.385	17.617	25.059
Pali							
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	10				
Interasse - m		3,64	3,60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	369	2.158	766				

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+		2.100	532	605
SLU - Sismica Kv-		1.936	419	605
SLU - Statica		2.938	1.009	513
SLE		2.158	766	369

7.3. VERIFICHE

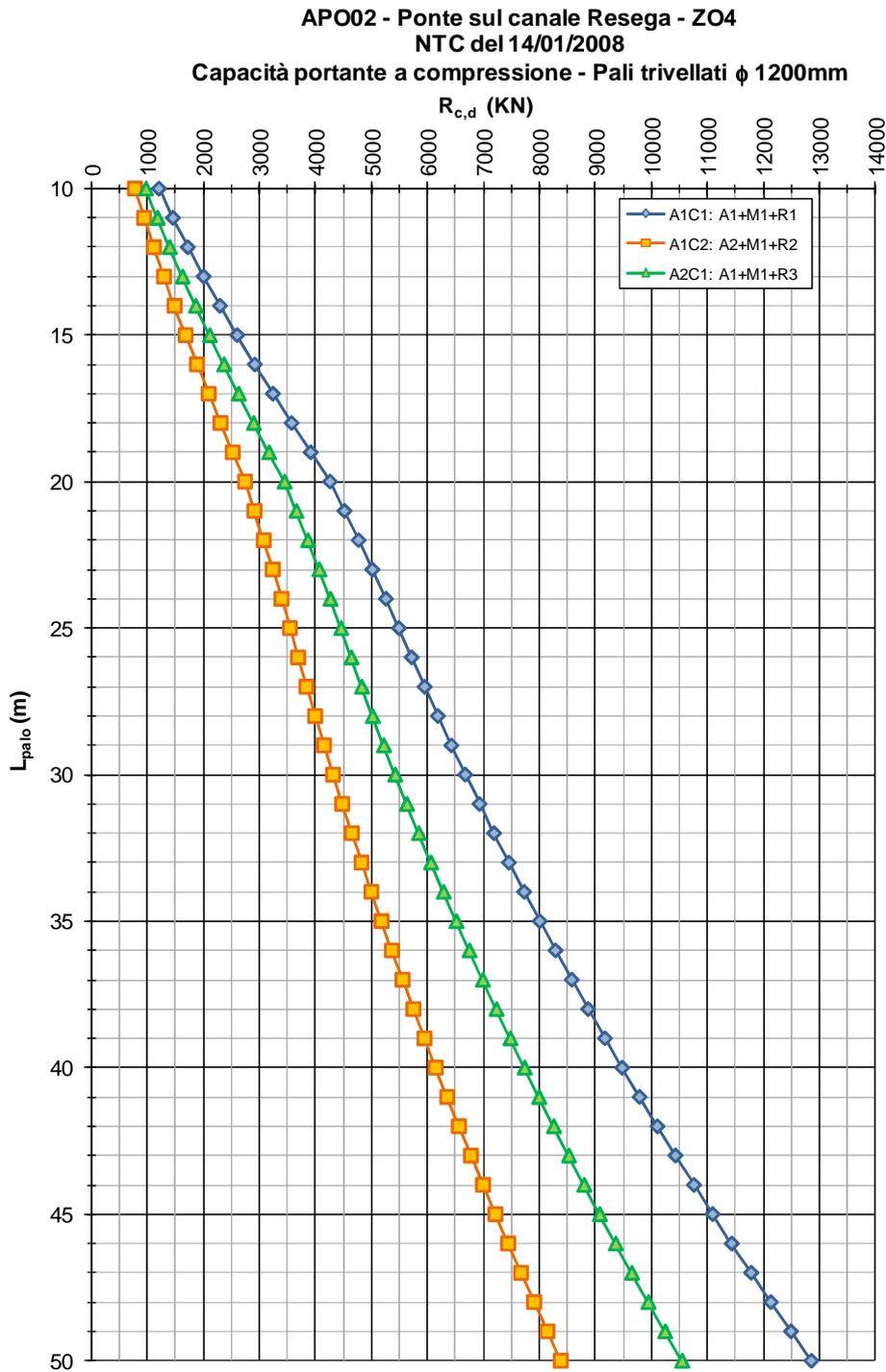
7.3.1. Pali

7.3.1.1. Verifiche Geotecniche

Portanza Verticale

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).

Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 2938 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 39.700 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 21.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3500 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.19 > 1.0$$

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: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a 3ϕ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.70.

$$N_{med} = 39700/20 = 1985 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 3500 \cdot 0.70 = 2450 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.24 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : $L_{palo} = 21.0 \text{ m}$

La lunghezza di cui sopra è da intendersi da p.c. In realtà l'intradosso fondazione è situato circa 4.0 m al di sopra di tale p.c.. Il contributo alla portanza fornito da tale spessore di rilevato 'S' vale :

$$\Delta R = \tau \cdot \pi \cdot \phi \cdot S = 23.2 \cdot \pi \cdot 1.2 \cdot 4.0 = 340 \text{ kN}$$

Considerato che, a seguito di indicazioni ricevute dal Progettista Geotecnico, non viene preso in conto alcun effetto dovuto all'attrito negativo, il contributo di cui sopra viene trascurato,

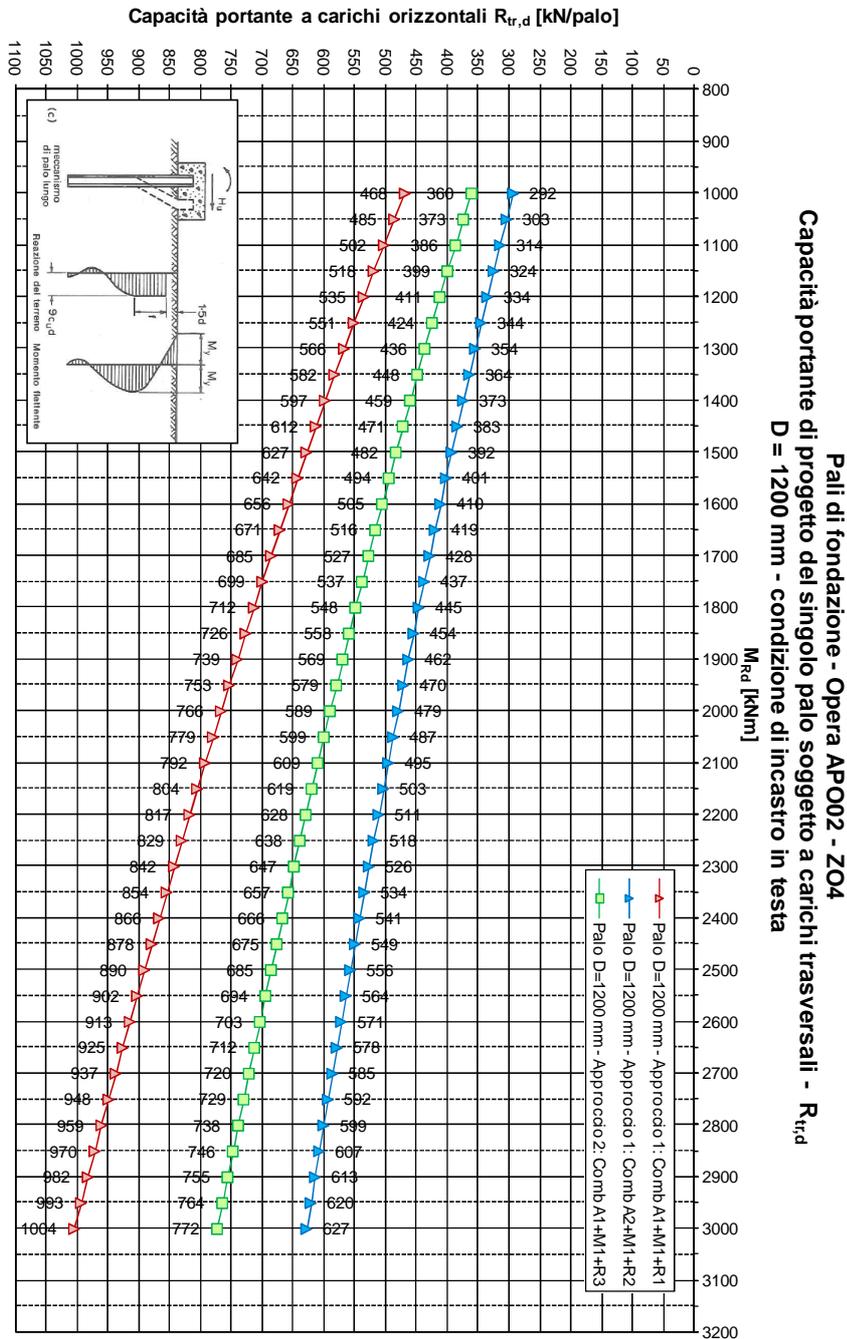
In definitiva il palo risulta di lunghezza pari a : $L_{palo} = 25.0 \text{ m}$

A partire da ora per quota 0.0 non si intende il p.c. bensì la quota di testa palo.

Portanza Orizzontale

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

FIG. 7.3-2



Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 605 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 $R_{r,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

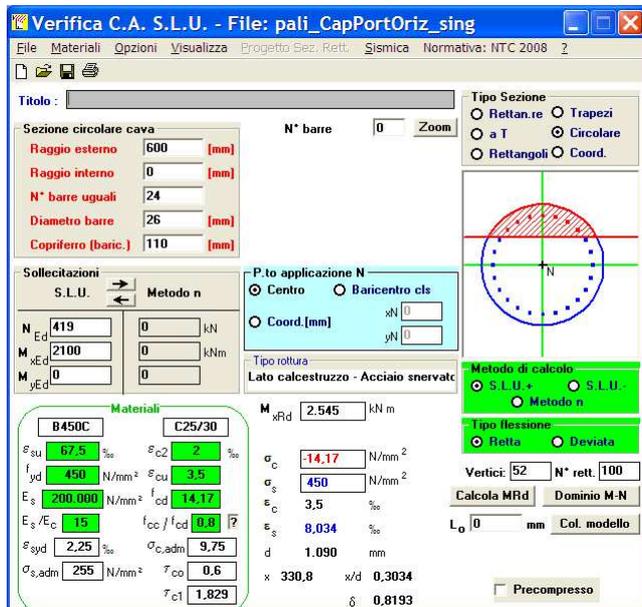
$$M_u = 2100 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{min} = 419 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 7.3-3



Si arma con n°24 Ø26.

Pali in gruppo

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (come da Relazione Geotecnica si assume 0.8) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 605/0.8 = 756 \text{ kN}$$

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

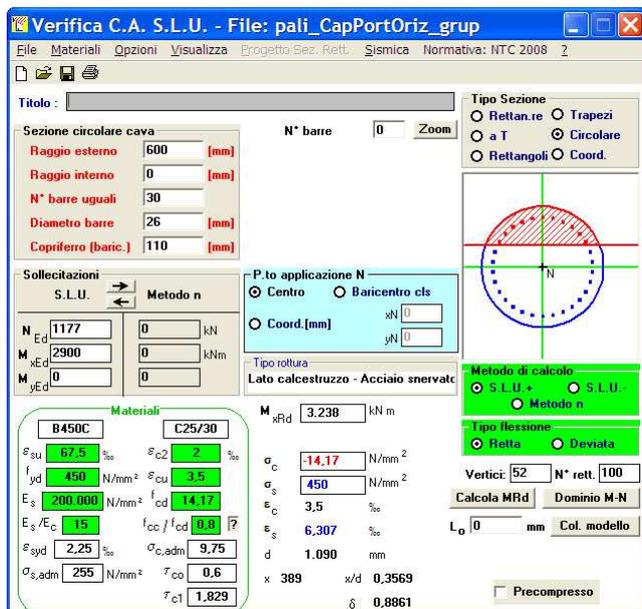
$$M_u = 2900 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{med} = 23551/20 = 1177 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 7.3-4



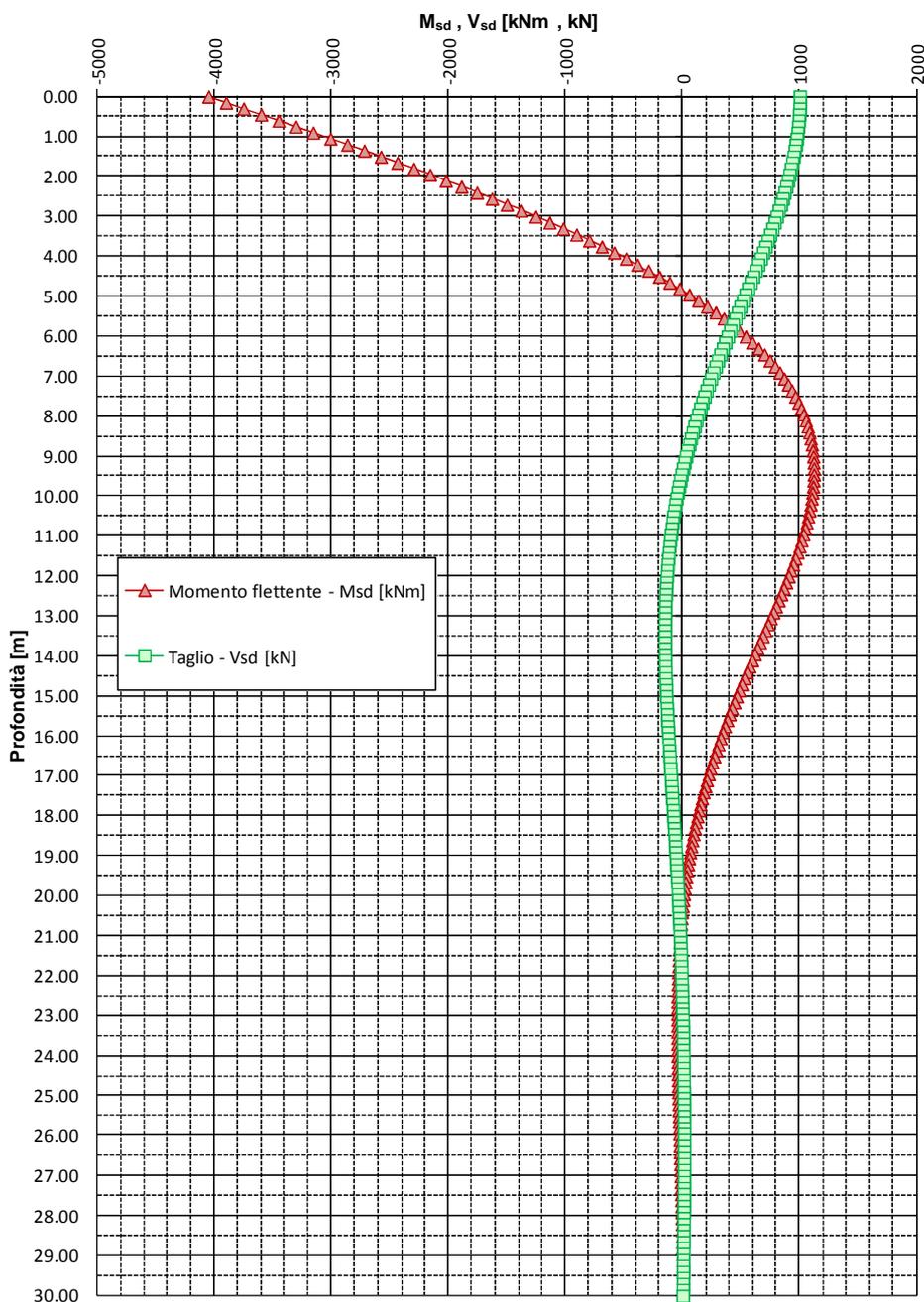
L'armatura viene incrementata a 30Ø26.

7.3.1.2. Verifiche SLU: Taglio

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

Fig. 7.3-5

Pali di fondazione da p.c. - Opera APO02 - ZO4
 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. 7.1.10.2.

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 \varnothing 1200		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	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 ($605 \cdot 1.2 = 726 \text{ kN}$) si riduce al 60% (435 kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (145 kN) a quote inferiori a -7.0m

Conseguentemente – assumendo $\cot\theta = 2.0$ - si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.0 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 726 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 435 \text{ kN}$

Verifica lato CIs.

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

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		4,05			
SLU - Sismica Kv+			2.100	532	2.942
SLU - Sismica Kv-			1.936	419	2.942
SLU - Statica			2.938	1.009	2.495
Quota -9,0					
Ceff. 'M' da Taglio		1,05			
			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			2.100	532	763
SLU - Sismica Kv-			1.936	419	763
SLU - Statica			2.938	1.009	647

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 (*)

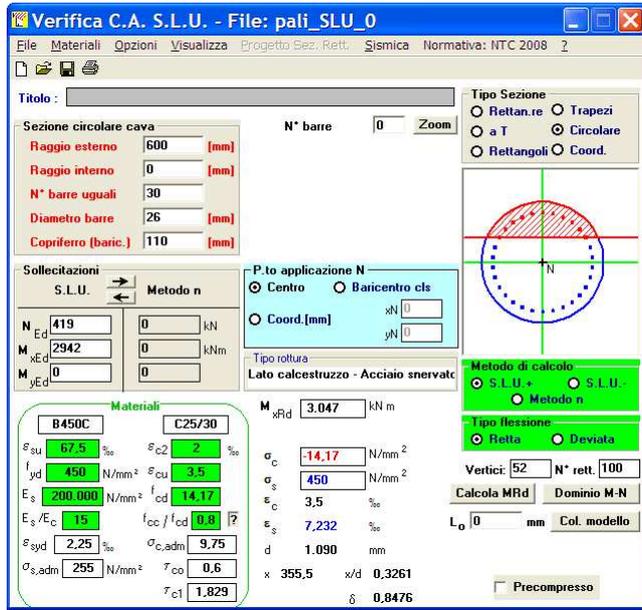
(*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

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 (da quota 0 a quota -5.0 m – Lbarra 6.0m)

Fig. 7.3-6

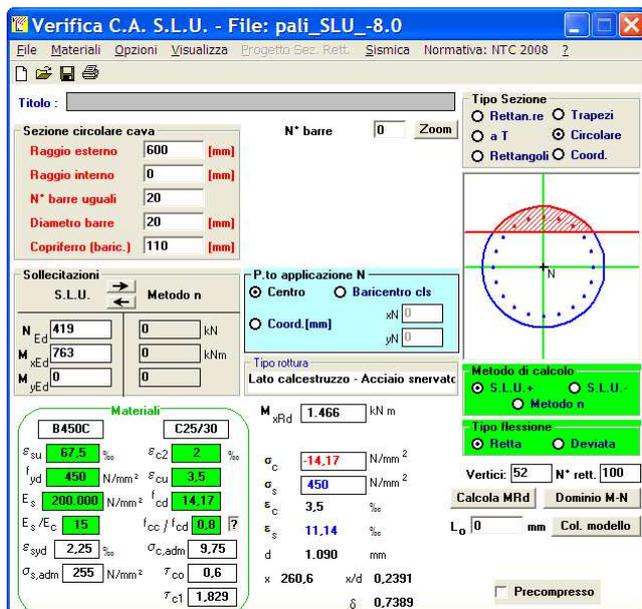


L'armatura precedente (30Ø26) risulta confermata

Sezione -9.0 (da quota -4.0 a quota -16.0 m – Lbarra 12.0m)

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

Fig. 7.3-7



Si arma con 20Ø20 (0.6%).

Da quota -15.0 a quota -25.0 m – Lbarra 10.0m

n°12 Ø20 (sollecitazioni tendenti ad annullarsi)

7.3.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione

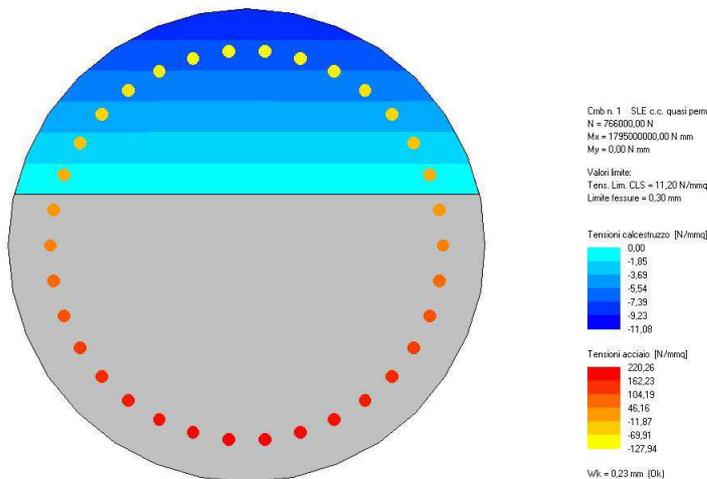
Si procede in analogia al paragrafo precedente, sempre amplificando le sollecitazioni del 20%.

TAB. 7.3-3

SLE					
	Quota 0,0		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			2.158	766	1.795
	Quota -9,0		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			2.158	766	465

Sezione di sommità

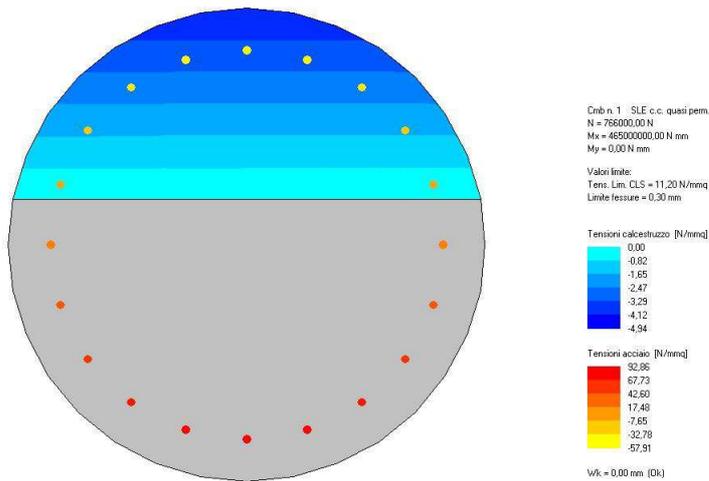
Fig. 7.3-8



L'armatura precedente va incrementata a 34Ø30.

Sezione -9.0

Fig. 7.3-9

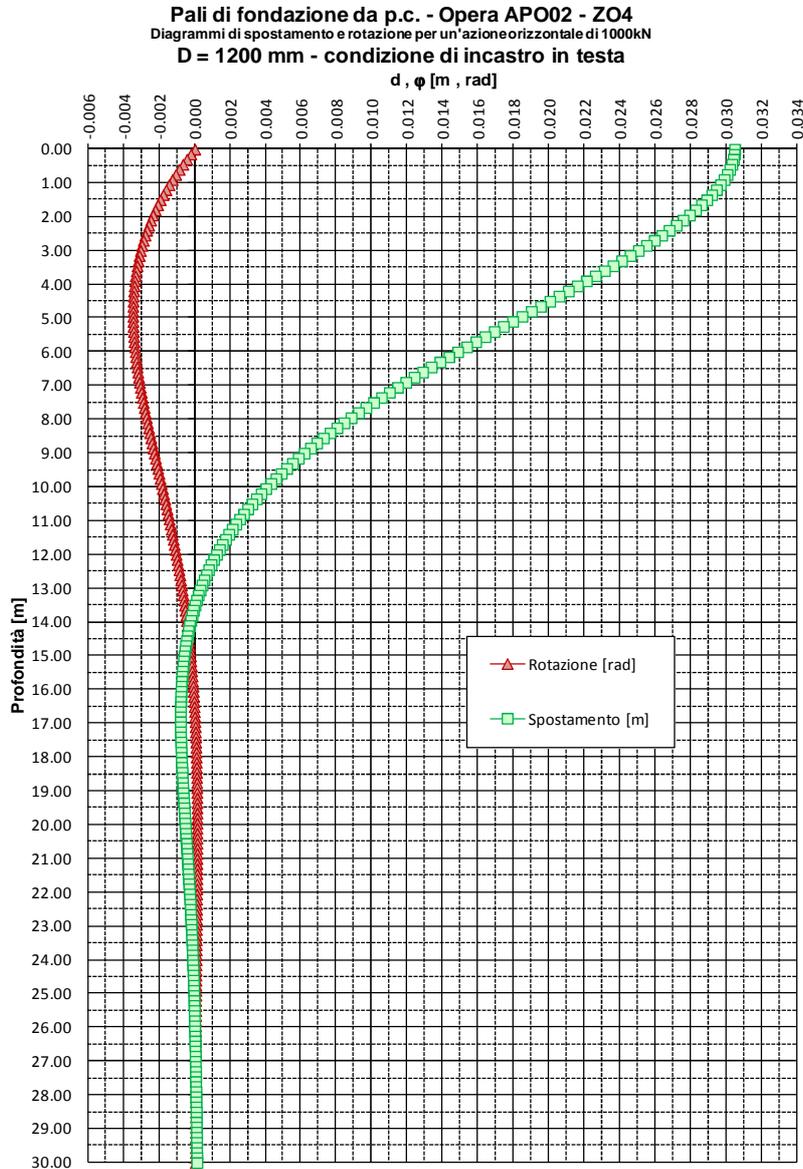


Si conferma l'armatura di 20Ø20.

7.3.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni

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

FIG. 7.3-10



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

TAB. 7.3-4

DEFORMAZIONI		
Quota	0,0	H - kN
SLE - 2a		369
Coeff. 'η' da Taglio		0,030
η max - mm		11

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

7.3.2. Orecchie

7.3.2.1. Azioni – SLU

L'Orecchia 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. 7.1.3, 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. 7.3-11 N1-1 (Nx)

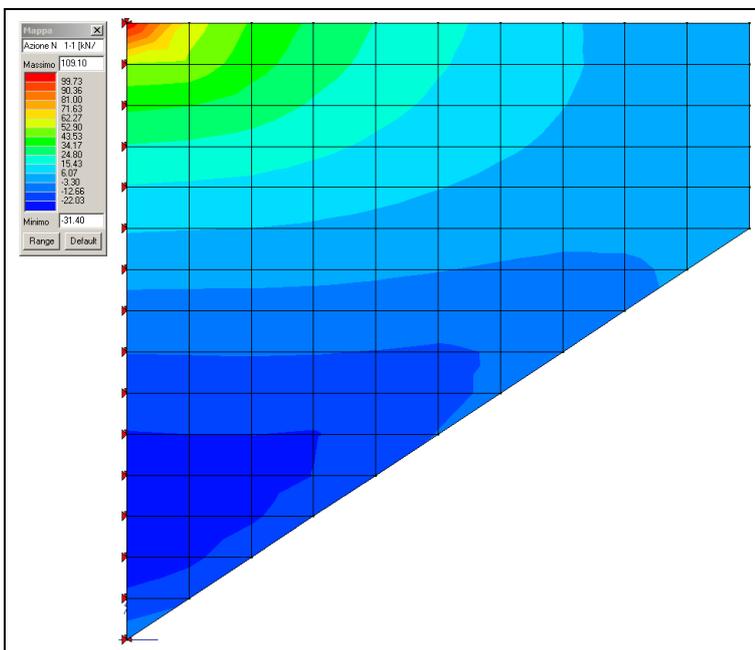


FIG. 7.3-12 M1-1 (My)

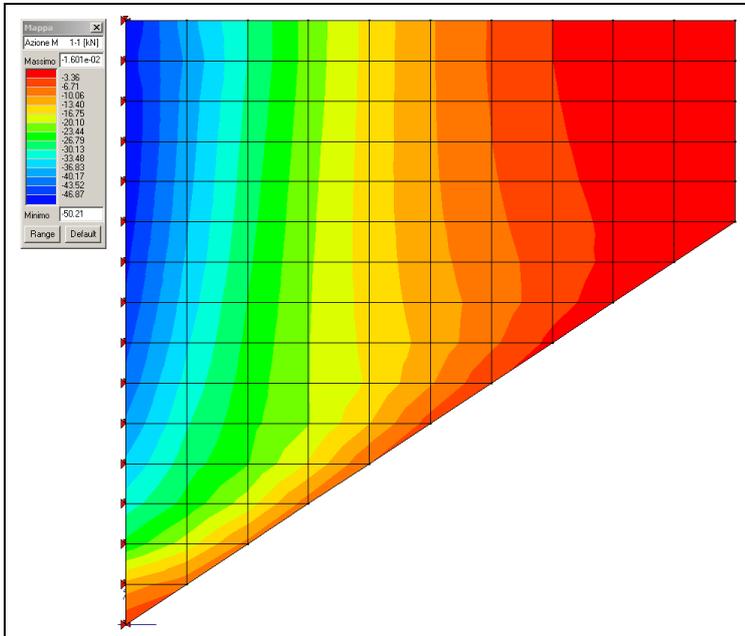
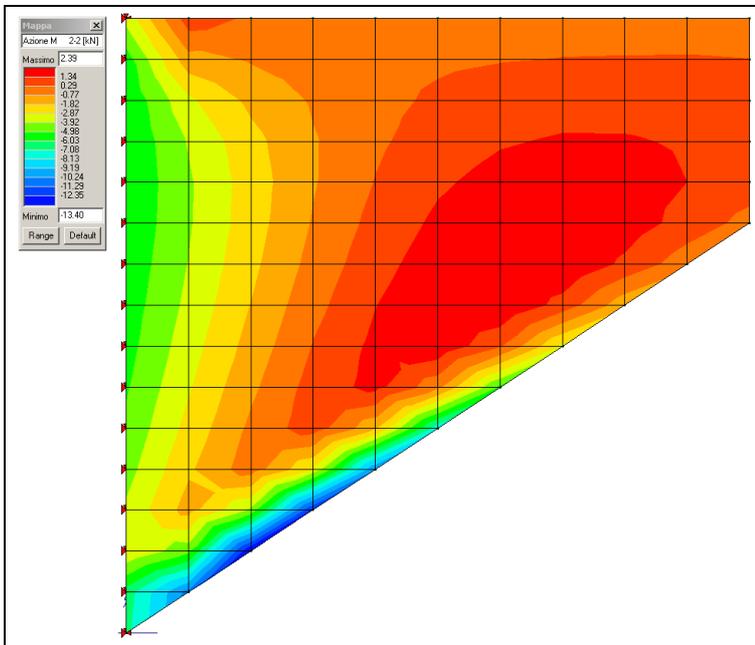


FIG. 7.3-13 M2-2 (Mx)



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. 7.3-14 N1-1 (Nx)

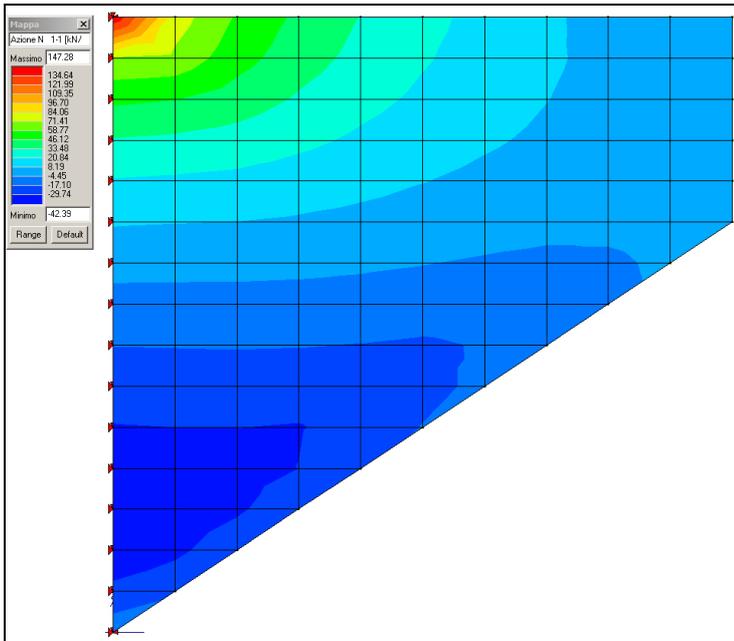


FIG. 7.3-15 M1-1 (My)

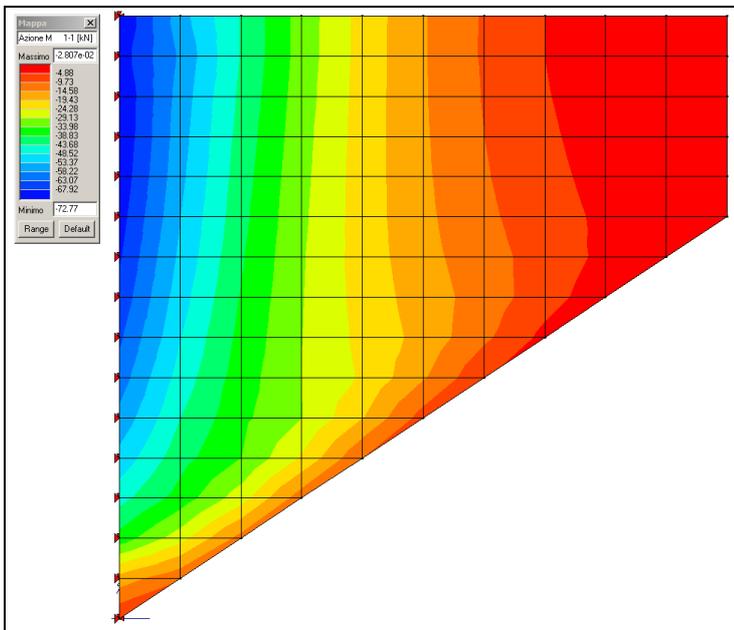


FIG. 7.3-16 V1-3

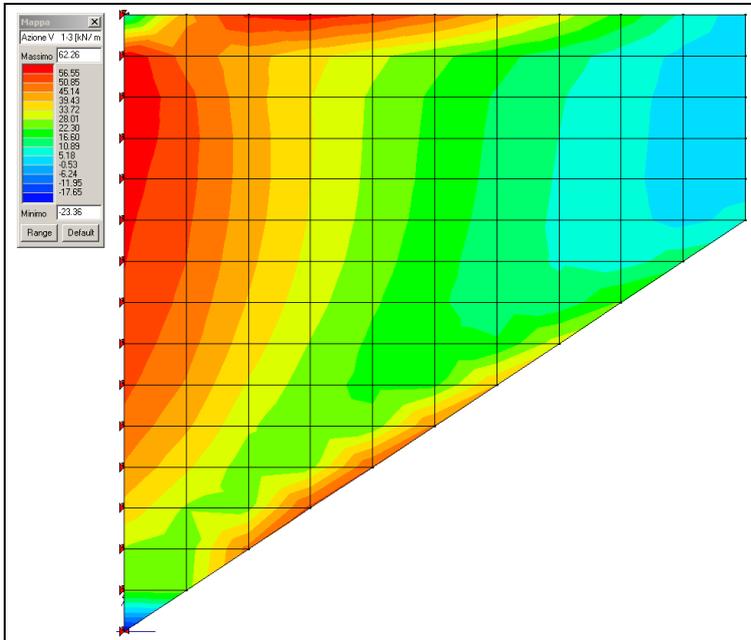
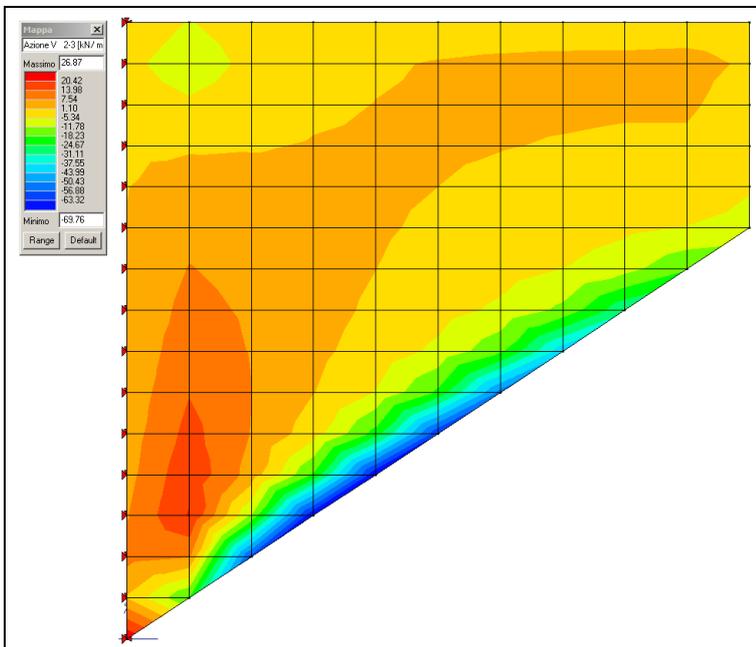


FIG. 7.3-17 V2-3



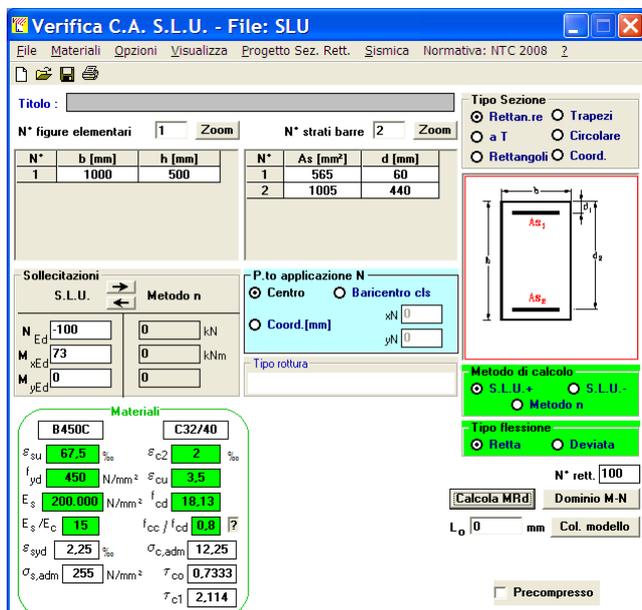
Verifica a Tensoflessione

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. 7.3-18



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	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
pl	0,00233		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	500000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	35	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,680		
VRd	175,3	kN	
v _{min}	0,45	kN	
	194,9	kN	
VRd	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+φ)	34.077	N/mm ²	
α = 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 *2*n*(A' _s *d'+A _s *d)/b	7,03E+06	mm ²	
q = u ² *3*n*(A' _s *d'+A _s *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*y ² /2 + n*A' _s *(y-c')-n*A _s *(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+α*(A _s +A' _s)]	625.555	mm ²	
S : momento statico	1,85E+08	mm ³	
Y _e : baricentro [S/A]	295	mm	
J : momento d'inerzia	1,92E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _e g]	6,51E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,21		
σ _t : f _{ctm} /1,2	2,67	N/mm ²	
M _{f,crd} = (σ _t + N/A)*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_{cs} : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]$	156.468	mm ²	
D : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0201		
w_{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	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}"			
$\Delta_{smax} = k_3*r + k_1*k_2*k_4*\phi/\rho$	407,3384	%	
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_i"			
$w_i = s_{rm}*\epsilon_{sm}$	0,197	mm	< $w_{amm}=0,2$

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 $\phi 20/100$. 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 bw	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	
pl	0,00593		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	600000	mm ²	
σ_{cp}	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,614		
VRd	273,8	kN	
vmin	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. 7.3-19 FASE SISMICA

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: _____

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

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	600	1	1005	60
			2	3142	540

Sollecitazioni S.L.U. 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

Materiali: B450C C32/40

σ_{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

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 mm Col. modello
Precompresso

FIG. 7.3-20 FASE STATICA

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: _____

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

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	600	1	1005	60
			2	3142	540

Sollecitazioni S.L.U. 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

Materiali: B450C C32/40

σ_{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

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188$$

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

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

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 (paraghaia). 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:

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

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

$$q_{1(4,3)} = 1.35*0.38*19.5*4.3 = 1.35*7.4 = 43.0 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

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

$$q_{2(4,3)} = 0.53*19.5*4.3 = 44.4 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_{3(0,0)} = 0.376*19.5*4.3/(\tan 38^\circ) = 40.3 \text{ kN/m}^2$$

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 par.7.3.2 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. 7.3-21 N1-1 (Nx)

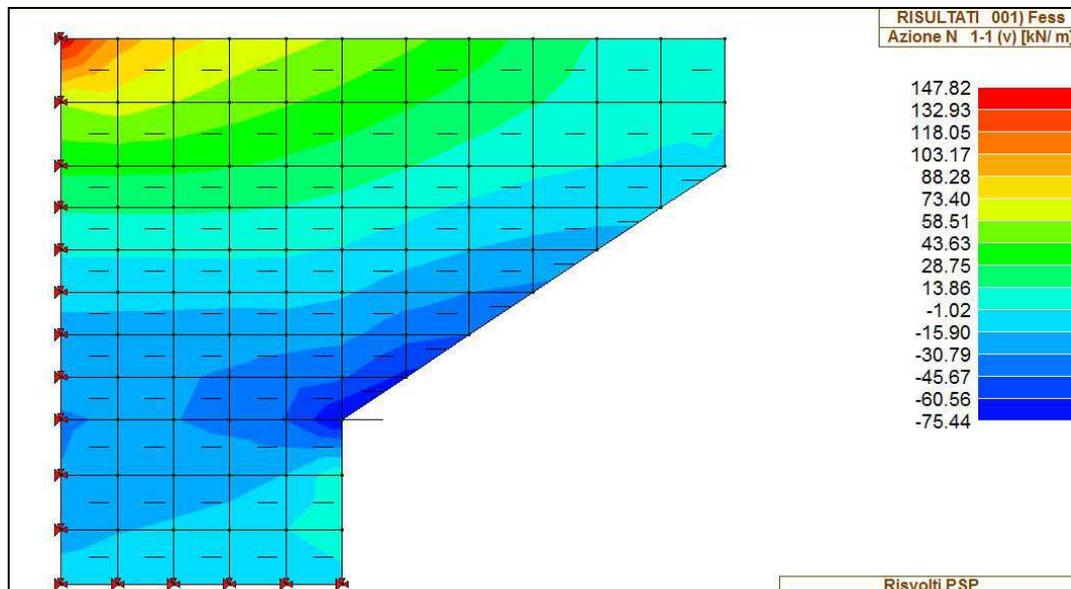


FIG. 7.3-22 M1-1 (My)

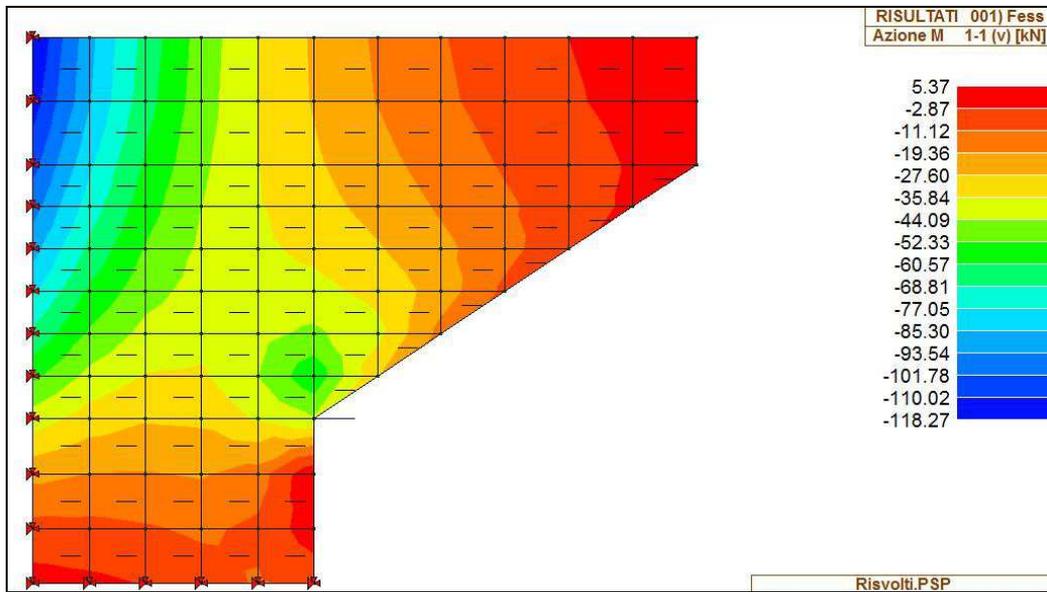
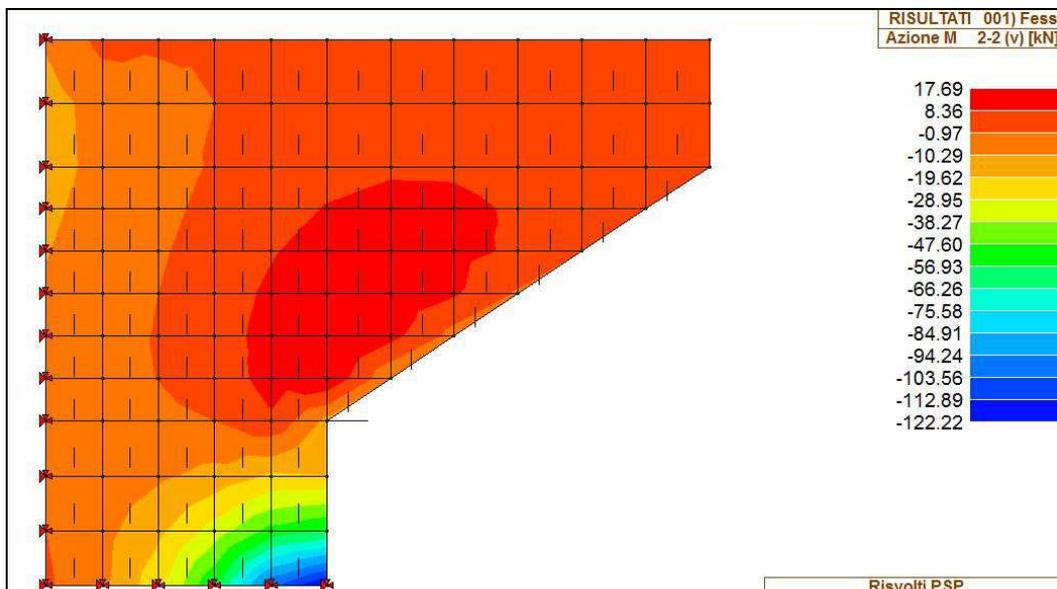


FIG. 7.3-23 M2-2 (Mx)



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
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3} (1 + \phi)]$	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	
$q = u^3 * 3 * n * (A_s' * d'^2 + A_s * d^2) / b$	-3,55E+09	mm ³	
$O = (-p)^3 + q^2$	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_{fcrd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha*(A_s+A_s')$]	612.662	mm ²	
S : momento statico	1,84E+08	mm ³	
Y_n : baricentro [S/A]	300	mm	
J : momento d'inerzia	1,86E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _n g]	6,21E+07	mm ³	
f_{ctm}	3,02		
$\sigma = f_{ctm} / 1,2$	2,52	N/mm ²	
$M_{fess} = (\sigma_s + N/A) * W$	146,6	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

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. 7.3-24 N1-1 (Nx)

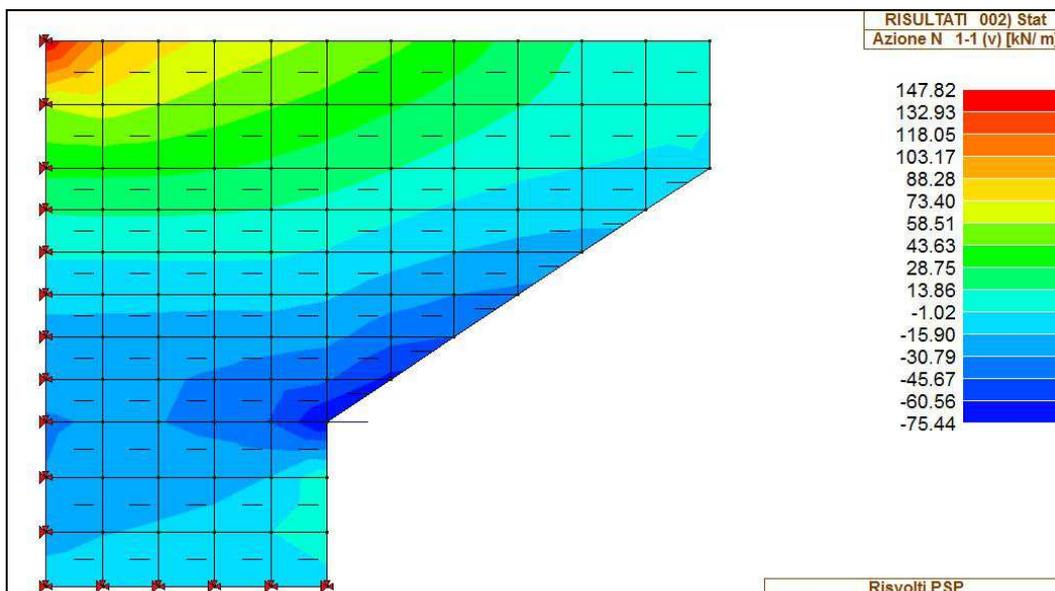


Fig. 7.3-25 M1-1 (My)

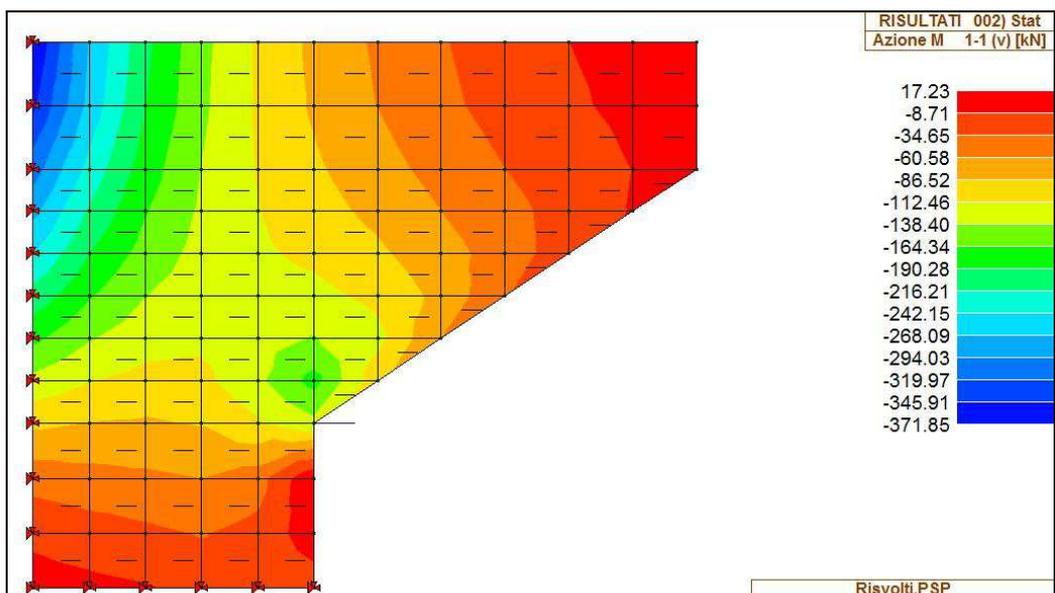


Fig. 7.3-26 M1-1 (My)

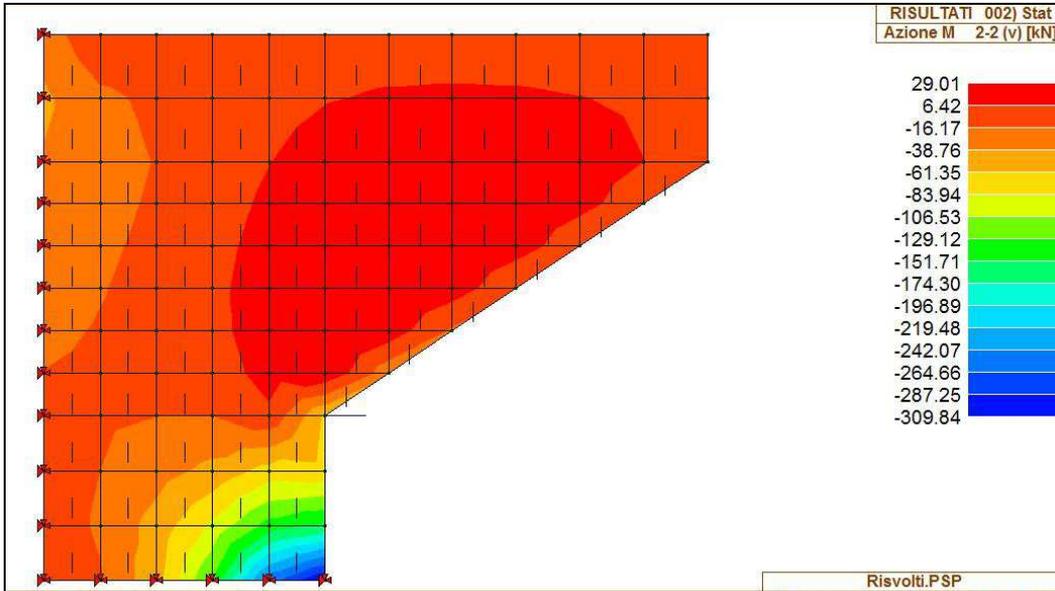


Fig. 7.3-27 V1-3

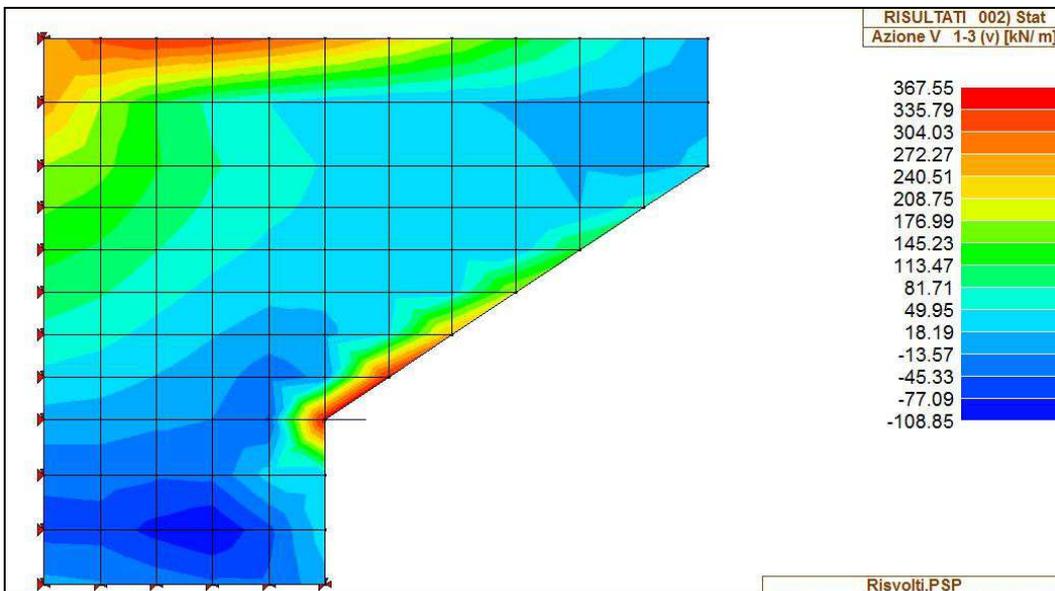
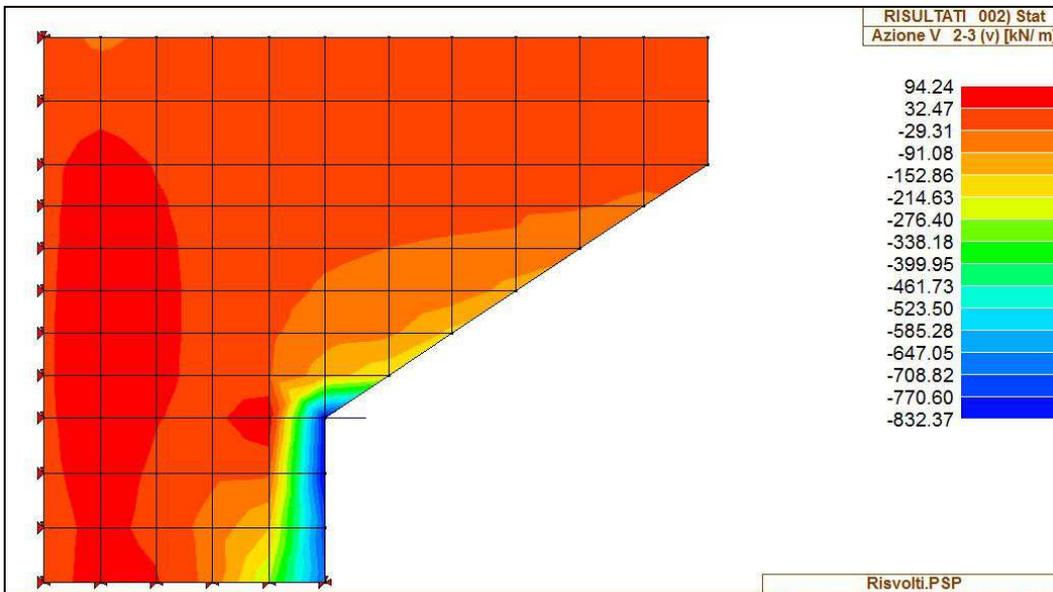


FIG. 7.3-28 V2-3



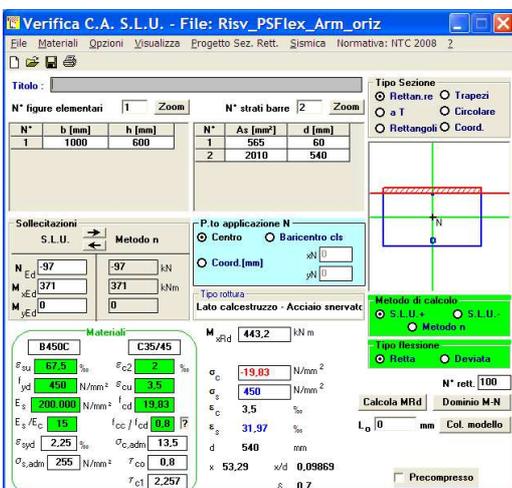
La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale, integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a $\approx (310+106)/2 = 208 \text{ kNm/m}$.

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 $(148+44)/2 = 97 \text{ kN/m}$

Armatura orizzontale

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

FIG. 7.3-29



Armatura verticale

Fig. 7.3-30

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom 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 kN
M_{Ed}: 208 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coor. [mm]: xN 0, yN 0

Materiali: B450C C35/45

σ_{su}: 67,5 % σ_{c2}: 2 %
f_{yd}: 450 N/mm² ε_{cu}: 3,5 %
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 19,83 %
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
σ_{syd}: 2,25 % σ_{c,adm}: 13,5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,8
τ_{c1}: 2,257

σ_c: -19,83 N/mm²
α_s: 450 N/mm²
ε_s: 43,54 %
d: 540 mm
x: 40,18 x/d: 0,07441
δ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett.: 100
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	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,613		
VRd	187,6	kN	
v _{min}	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 - V_{Sd}	272	kN	
base sezione - b_w	1000	mm	
altezza totale sezione - h	600	mm	
c_t (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	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	18,13	MPa	
f_{ywd}	391,3	MPa	
v utilizzato = 0.5	0,50		
$\cot \theta$	1,000		1,0 < $\cot \theta$ < 2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci staffe - n	5		
staffe \varnothing	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 - VR_{cd}	2244,0	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VR_{sd}	547,7	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} \cdot f_{ywd} / (b_w \cdot s) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$	0,22	≤	4,53
condizione soddisfatta			

Si dispongono spilli $\varnothing 12/200 \times 200$ 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 $\varnothing 12/200 \times 200$ 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 ≈ 34.5 m, avente sezione di larghezza 5.60 m e altezza (minima) 2.0 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse 3.6 m, mentre i due vincoli estremi trovano a ≈ 1.0 m dalle estremità del pulvino.

Le azioni esterne sono rappresentate :

- longitudinalmente dalle azioni verticali trasmesse da due coppie di appoggi, posti a distanza 4.80 m (singola coppia)
- 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

Si considera, a favore di sicurezza, che l'appoggio generico sia intermedio all'interasse pali ($3.60/2 = 1.80$ 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. La verifica a fessurazione per corpi tozzi non è normata: si assume una limitazione nella tensione dell'acciaio pari a 160 N/mm^2 .

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	SLE	Max Reaz Appoggio
			4,8				
PP + Permanenti Portati	1.744	0		1,35	2.354	1,00	1.744
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.024	498		1,35	1.522	0,75	768
Carichi Mobili (Max Mom Long)	720	7.484		1,35	3.077	0,75	540
Reazione Max Totale					5.431		2.284
Interasse Pali - m	3,60						
Altezza Pulvino - m	2,00						
T - kN	2.716	SLU					
A _{si} - mm ²	6.946						
σ _{s lim} - N/mm ²	160	SLE					
T - kN	1.142						
A _{si} - mm ²	7.138						

Si arma con 15Ø25 (7365 mm²) disposti all'interno dell'area circolare occupata dal palo (1.2 m) e con 12Ø20 (3768 mm²) nella parte restante (1.2 m).

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

7.3.5.2. Armatura trasversale 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 al 50% dello sforzo nel palo suddetto, assumendo come lunghezza dello sbalzo la distanza tra asse palo e filo paragoniaia (1.8 m).

TAB. 7.3-13

Armatura trasversale		
sbalzo - m	1,8	
N max palo - kN	2.938	SLU
T - kN	1.469	
A _{si} - mm ²	3.757	
N max palo - kN	2.158	SLE
T - kN	1.079	
A _{si} - mm ²	6.744	

Si arma con 15Ø25 (7365 mm²) disposti su ogni coppia di pali e con Ø20/200 nella parte restante.

All'estradosso si dispongono Ø20/200 (Ø26/100 sotto gli appoggi)

Quale armatura di parete si dispongono n°4+4 Ø20.

7.4. SINTESI ARMATURE

7.4.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st $\varnothing 16/200$; Da quota -4.0 a fine palo: st $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°34 $\varnothing 30$ (L_{barra} : 6 m);

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

da quota -15.0 a fine palo : n°12 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 10.0 m)

7.4.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: $\varnothing 20/200$ ($\varnothing 25/100$ sotto gli appoggi); Intradosso: n°15 $\varnothing 25$ 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°15 $\varnothing 25$ 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: $\varnothing 16/100$; Esterno: $\varnothing 16/200$

7.4.4. Pareti di Risvolto

- Armatura in direzione longitudinale X
Interno: $\varnothing 16/100$; Esterno: $\varnothing 12/200$
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: $\varnothing 16/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$
- Spilli $\varnothing 12/200 \times 200$ per $\approx 2.5 \text{ m}^2$ in alto (attacco paraghiaia) e per $\approx 2.5 \text{ m}^2$ in basso (lato di attacco orecchia)

7.4.5. Orecchie

- Armatura in direzione longitudinale X
Interno: $\varnothing 16/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: $\varnothing 12/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$

8. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE

Le pile, in numero di 2 per ogni viadotto (Nord/Sud), sono denominate P1(N/S), P2(N/S). L'altezza massima delle pile è pari a 2.8 m. Le pile sono ellittiche, di dimensioni 2.40x9.70.

Nel seguito viene analizzata una pila di dimensioni (2.4x9.2m) lievemente diverse da quelle effettive (2.4x9.7 m).

L'approssimazione, comunque a favore di sicurezza a meno del modestissimo incremento del peso della fusto (1280 kN effettivo contro 1210 kN), comporta differenze assolutamente irrilevanti.

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

Ponte su Canale Resega				
PILA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	10.058	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	3.633	0	0	-426
Carichi Mobili (Max Mom Long)	2.336	0	0	9.664
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-431	0	0	-51
Carichi Mobili (Min Mom Long)	2.336	0	0	-9.664
Frenamento	0	215	0	0
Vento Trasversale	0	0	551	1.653
Sisma Longitudinale (SLD)	0	234	0	
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	234	
Sisma Verticale (SLD)	653	0	0	
Sisma Longitudinale (SLV)	0	700	0	
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	700	
Sisma Verticale (SLV)	2.659	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 involuipi 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)	0.317				
kv+ (masse)	0.154				
Pila					
Altezza pila - m	2.8				
Area fusto - m ²	17.3				
Peso fusto - kN	1'211				
FUSTO - SLU - SISMICA					
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Sisma X					
Pila	1'211	384	0	537	0
PP + Permanenti Portati	10'058	700	0	1'960	0
Sisma Y					
Pila	1'211	0	384	0	537
PP + Permanenti Portati	10'058	0	700	0	1'960
Sisma Z					
Pila (Kv+)	186	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	2'659	0	0	0	0
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Sisma Prevalente X (Kv+)	12'123	1'084	325	2'497	749
Sisma Prevalente X (Kv-)	10'415	1'084	325	2'497	749
Sisma Prevalente Y (Kv+)	12'123	325	1'084	749	2'497
Sisma Prevalente Y (Kv-)	10'415	325	1'084	749	2'497



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	1'635	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	1'635	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.35	1.00	4'905	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.35	0.75	3'679	0	0	0	431
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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	218	0	610	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794
			20'118	0	827	0	5'368				18'892	218	827	610	5'225
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	1'635	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	1'635	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	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	3'154	0	0	0	13'046	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.35	0.75	2'365	0	0	0	9784
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	218	0	610	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794
			18'367	0	827	0	17'840				17'579	218	827	0	14'578
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	1'635	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	1'635	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.35	1.00	-581	0	0	0	69	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.35	0.75	-436	0	0	0	52
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	218	0	610	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794
			14'632	0	827	0	4'963				14'777	218	827	610	4'846
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	1'635	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	1'635	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	13'578	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.35	1.00	3'154	0	0	0	13'046	Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.35	0.75	2'365	0	0	0	9784
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.35	0.75	0	218	0	610	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	827	0	4'794
			18'367	0	827	0	17'840				17'579	218	827	610	14'578
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm										
INVILUPPO - Nmax	20'118	218	827	610	17'840										
INVILUPPO - Nmin	14'632	218	827	610	17'840										



TAB. 8.2-3

SLE							SLE								
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	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.00	1.00	3'633	0	0	0	426	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.00	0.75	2'725	0	0	0	319
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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	161	0	452	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196
			14'902	0	551	0	3'621				13'994	161	551	452	3'515
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	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	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	2'336	0	0	0	9'664	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.00	0.75	1'752	0	0	0	7'248
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	161	0	452	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196
			13'605	0	551	0	12'859				13'021	161	551	0	10'444
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	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.00	1.00	-431	0	0	0	51	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.00	0.75	-323	0	0	0	39
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	161	0	452	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196
			10'838	0	551	0	3'247				10'946	161	551	452	3'234
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	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'211	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	10'058	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.00	1.00	2'336	0	0	0	9'664	Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.00	0.75	1'752	0	0	0	7'248
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.00	0.75	0	161	0	452	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	551	0	3'196
			13'605	0	551	0	12'859				13'021	161	551	452	10'444
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm										
INVILUPPO - Nmax	14'902	161	551	452	12'859										
INVILUPPO - Nmin	10'838	161	551	452	12'859										

8.3. VERIFICHE ALLO SPICCATO

Si sintetizzano le azioni per le Situazioni descritte al paragrafo precedente (Pila 2.40x9.20m).

TAB. 8.3-1

Pila : Azioni estradosso	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
SLU - SISMICA					
Sisma Prevalente X (Kv+)	12'123	1'084	325	2'497	749
Sisma Prevalente X (Kv-)	10'415	1'084	325	2'497	749
Sisma Prevalente Y (Kv+)	12'123	325	1'084	749	2'497
Sisma Prevalente Y (Kv-)	10'415	325	1'084	749	2'497
SLU - STATICA					
INVILUPPO - Nmax	20'118	218	827	610	17'840
INVILUPPO - Nmin	14'632	218	827	610	17'840
SLE					
INVILUPPO - Nmax	14'902	161	551	452	12'859
INVILUPPO - Nmin	10'838	161	551	452	12'859

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

8.3.1. SLU

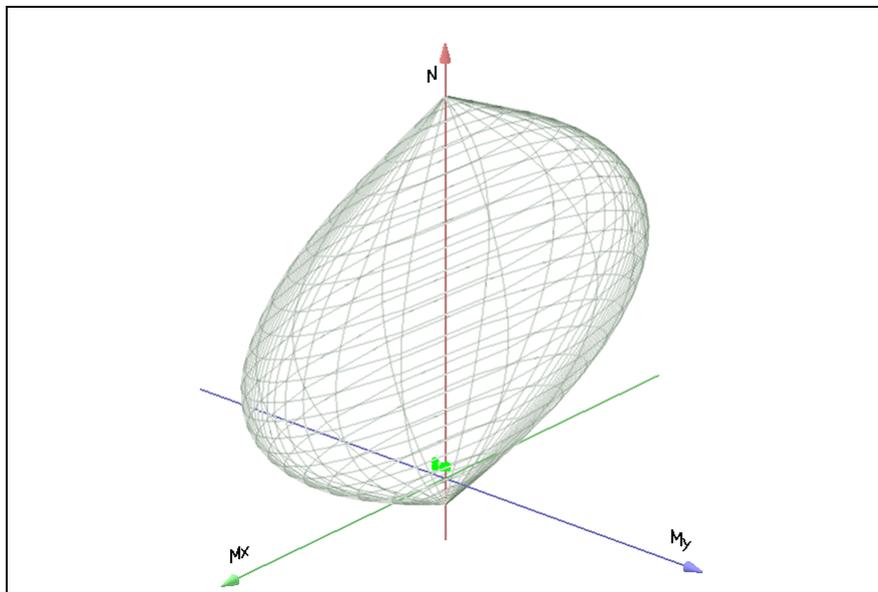
8.3.1.1. Pressoflessione

Si ipotizza un'armatura costituita da Ø26/150, che corrisponde ad una percentuale di armatura dello 0.3%≈.

Le verifiche vengono condotte con il software PRO_VLIM di PRO_SAP; in figura viene riportato il dominio di interazione 3D corrispondente alle caratteristiche della sezione indicate sopra. Il software evidenzia in rosso eventuali stati di sollecitazione esterni al dominio.

Nel software adottato il pedice dei momenti indica l'asse momento.

Fig. 8.3-1 DOMINIO 3D



Dalla figura emerge che la sezione è verificata (assenza di punti rossi). In ogni caso si riportano i dati di input e output.

Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-23684.1	102.3	470.9	Completamente tesa
347906.9	-102.3	-470.9	Completamente compressa
0.0	94373.7	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-94169.0	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	25927.7	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-25101.3	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

(verifica Ok per $Sd/Su < 1$)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	12123.0	749.0	2497.0	P	273539.2	16900.2	56341.5	0.040	OK
				M	344427.7	744.9	2483.2	0.030	
				N	12123.0	11161.5	37210.0	0.070	

2	10415.0	749.0	2497.0	P	262671.6	18890.2	62975.6	0.040	OK
				M	344427.7	744.9	2483.2	0.030	
				N	10415.0	10702.0	35678.2	0.070	
3	12123.0	2497.0	749.0	P	314494.9	64777.2	19430.6	0.040	OK
				M	346278.7	2495.0	748.4	0.030	
				N	12123.0	92437.3	27727.5	0.030	
4	10415.0	2497.0	749.0	P	309623.4	74232.3	22266.7	0.030	OK
				M	346278.7	2495.0	748.4	0.030	
				N	10415.0	88680.8	26600.7	0.030	
5	20118.0	17840.0	610.0	P	261512.2	231900.7	7929.3	0.080	OK
				M	341631.0	17832.9	609.8	0.060	
				N	20118.0	158742.5	5427.9	0.110	
6	14632.0	17840.0	610.0	P	232372.3	283318.8	9687.5	0.060	OK
				M	341631.0	17832.9	609.8	0.040	
				N	14632.0	142196.2	4862.1	0.120	

La sezione risulta ampiamente verificata.

8.3.1.2. Taglio

La sezione ellittica non è contemplata nel campo di validità della Norma. Di conseguenza si assume per semplicità una sezione rettangolare all'incirca equivalente in termini di area, di dimensioni 7.90x1.90 m. Inizialmente i tagli vengono disaccoppiati.

Taglio massimo in direzione longitudinale e trasversale: $V_{max} = 1276 \text{ kN}$

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 :

$$V_{Ed} = 1276 * 1.25 = 1595 \text{ kN}$$

TAB. 8.3-2 DIREZIONE LONGITUDINALE

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - VSd	1.595	kN	
base bw	7.900	mm	
altezza h	1.900	mm	
n° barre armatura tesa	40		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	21237	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (coprifermo al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	1827	mm	
pl	0,00147		
Nsd (positiva se di compressione)	10.993	kN	
Ac	15010000	mm ²	
σcp	0,732	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,331		
VRd	5449,0	kN	
vmin	0,30	kN	
	5973,0	kN	
VRd	5.973	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

TAB. 8.3-3 DIREZIONE TRASVERSALE

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - VSd	1.595	kN	
base bw	1.900	mm	
altezza h	7.900	mm	
n° barre armatura tesa	0		
φ diametro medio armatura tesa	30	mm	
Asl (tesa)	0	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (coprifermo al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	75	mm	
altezza utile d	7825	mm	
pl	0,00000		
Nsd (positiva se di compressione)	10.993	kN	
Ac	15010000	mm ²	
σcp	0,732	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,160		
VRd	1633,3	kN	
vmin	0,25	kN	
	5310,3	kN	
VRd	5.310	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

La sezione risulta verificata in assenza di armatura specifica a taglio.

Si valuta comunque l'armatura minima richiesta dalla Norma, ai fini della valutazione dell'incidenza.

Assumendo la sezione rettangolare equivalente (per difetto) 1900x7900, applicando l'equazione [7.9.15 di Norma] e ipotizzando una spaziatura verticale dell'armatura pari a 150 mm (6 volte il diametro delle barre longitudinali), si ha:

$$\omega = A_{sw} \cdot f_{yd} / (s \cdot b \cdot f_{cd}) = A_{sw} \cdot 391 / (150 \cdot 7900 \cdot 18.1) > 0.12 \rightarrow A_{sw, \min} = 6548 \text{ mm}^2$$

Si arma con spilli Ø14/150x150 – $A_{sw} = 8000 \text{ mm}^2$

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

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

$$1595/5973 + (383 \cdot 1.25)/5310 = 0.36 < 1 \text{ (vedi tab.8.3-1, 8.3-2, 8.3-3)}$$

8.3.2. SLE

8.3.2.1. Verifiche tensionali e a fessurazione

Si determinano, per le combinazioni 'rare' di TAB. 8.3-1, i valori massimi delle tensioni. In prima analisi si assumono i valori peggiorativi di involuppo. Qualora i valori ottenuti risultassero eccessivi, si procederà ad un ulteriore controllo per le singole combinazioni (peggiorative).

$$N = 14902 \text{ kN}; M_x = 452 \text{ kNm}; M_y = 12859 \text{ kNm}$$

$$N = 10838 \text{ kN}; M_x = 452 \text{ kNm}; M_y = 12859 \text{ kNm}$$

Fig. 8.3-2

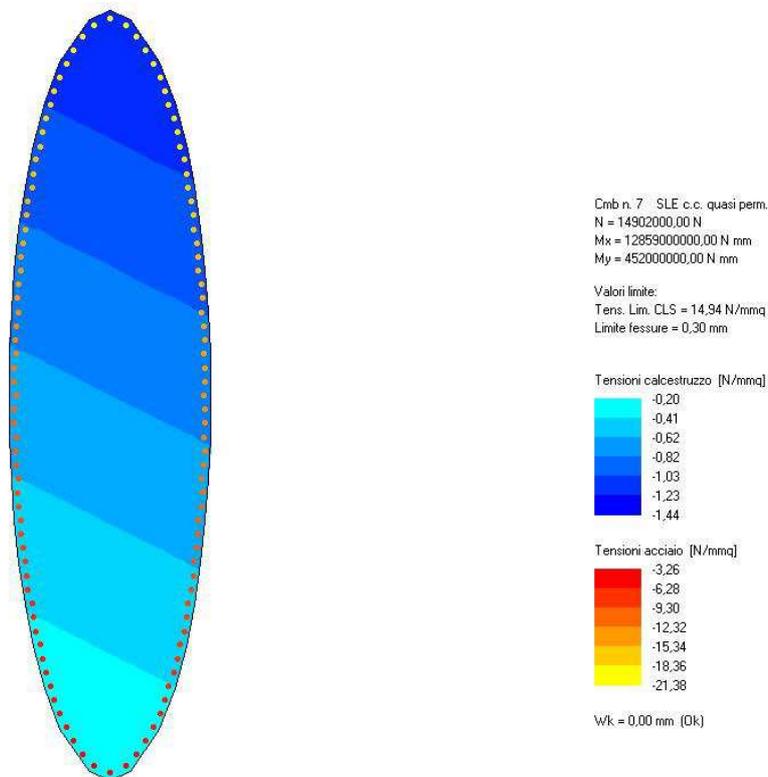
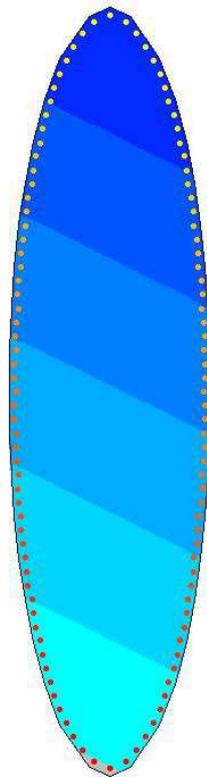


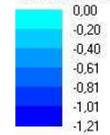
Fig. 8.3-3



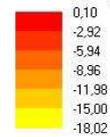
Cmb n. 7 SLE c.c. quasi perm.
 N = 10838000,00 N
 Mx = 1285900000,00 N mm
 My = 452000000,00 N mm

Valori limite:
 Tens. Lim. CLS = 14,94 N/mm²
 Limite fessure = 0,30 mm

Tensioni calcestruzzo [N/mm²]



Tensioni acciaio [N/mm²]



Wk = 0,00 mm (Ok)

Si è ottenuto: $\sigma_{c,max} = 1.44 < 15.7 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{s,max} = 0.10 < 360 \text{ N/mm}^2$

La tensione ottenuta nell'acciaio, pressoché nulla, soddisfa automaticamente anche i requisiti di fessurazione (che in realtà dovrebbero tenere conto di sollecitazioni inferiori : combinazioni frequenti e/o quasi permanenti).

8.4. SOLLECITAZIONI 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+)	12'123	1'084	325	4'123	1'237
Sisma Prevalente X (Kv-)	10'415	1'084	325	4'123	1'237
Sisma Prevalente Y (Kv+)	12'123	325	1'084	1'237	4'123
Sisma Prevalente Y (Kv-)	10'415	325	1'084	1'237	4'123
SLU - STATICA					
INVILUPPO - Nmax	20'118	218	827	936	19'079
INVILUPPO - Nmin	14'632	218	827	936	19'079
SLE					
INVILUPPO - Nmax	14'902	161	551	693	13'686
INVILUPPO - Nmin	10'838	161	551	693	13'686

TAB. 8.4-2

Plinto					
Lunghezza X - m	7.5				
Larghezza Y - m	13				
Spessore Z - m	1.5				
Peso - kN	3'656				
Azioni da Plinto	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
SLU - SISMICA					
Sisma Prevalente X (Kv+)	4'219	563	169	422	127
Sisma Prevalente X (Kv-)	3'093	563	169	422	127
Sisma Prevalente Y (Kv+)	4'219	169	563	127	422
Sisma Prevalente Y (Kv-)	3'093	169	563	127	422
SLU - STATICA					
	4'936	0	0	0	0
SLE					
	3'656	0	0	0	0

TAB. 8.4-3

Azioni intradosso (totali)	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
SLU - SISMICA					
Sisma Prevalente X (Kv+)	16'342	1'647	494	4'545	1'364
Sisma Prevalente X (Kv-)	13'509	1'647	494	4'545	1'364
Sisma Prevalente Y (Kv+)	16'342	494	1'647	1'364	4'545
Sisma Prevalente Y (Kv-)	13'509	494	1'647	1'364	4'545
SLU - STATICA					
INVILUPPO - Nmax	25'054	218	827	936	19'079
INVILUPPO - Nmin	19'568	218	827	936	19'079
SLE					
INVILUPPO - Nmax	18'559	161	551	693	13'686
INVILUPPO - Nmin	14'495	161	551	693	13'686

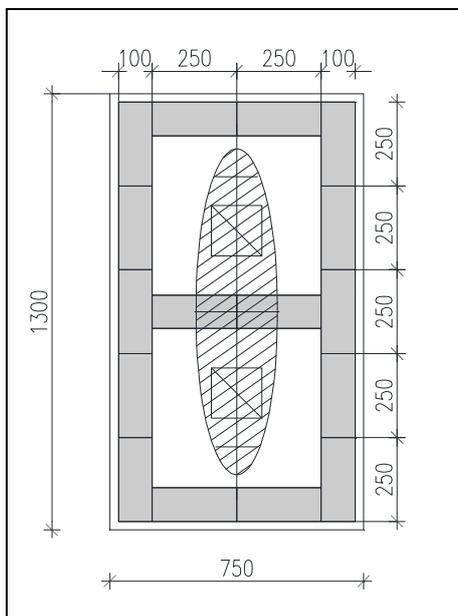
NOTA - Dalle informazioni ricevute dal Consulente Idraulico risulta che i diaframmi possono essere assoggettati ad uno scalzamento pari a 2.5 m circa.

In tale situazione le azioni derivanti dalla SLU Statica agirebbero su una prima parte di diaframma 'fuori terra'. Le azioni taglienti - peraltro assai modeste - e verrebbero ripartite integralmente sui dai diaframmi posti nella direzione dell'azione stessa. Ora, in direzione del taglio prevalente Y, i diaframmi in questione sono n° 5 x 2: risulta evidente che il taglio per singolo diaframma è modestissimo e la Situazione di scalzamento non viene ulteriormente approfondita.

8.5. FONDAZIONI: DIAFRAMMI

Il plinto di fondazione di dimensioni 7.5x13.0m e spessore 2.0 m, è disposto su n° 16 diaframmi di dimensione 2.5x1.0m ciascuno, disposti come indicato in Fig. 8.5-1.

Fig. 8.5-1



8.5.1. Verifiche Geotecniche

8.5.1.1. Portanza Verticale

DIAFRAMMA SINGOLO

Il calcolo dell'impalcato è stato effettuato considerando $q=1$, per cui non vengono applicati coefficienti di sovra resistenza alle azioni taglianti e flettenti allo spiccato fusto.

In TAB. 8.4-3, dopo le caratteristiche del plinto e le conseguenti azioni da esso trasmesse ad intradosso fondazione, sono riportate le azioni totali a intradosso plinto. Le azioni assiali e flettenti vengono ripartite sui singoli diaframmi secondo la geometria delle masse, ipotizzando di concentrare la massa del singolo diaframma nel suo baricentro. Il taglio viene ripartito a favore di sicurezza solo sugli elementi orientati con la dimensione maggiore parallela all'asse di sollecitazione tagliante considerata (n°10 diaframmi in direzione Y, n°6 diaframmi in direzione X).

Vengono quindi riportate le azioni sul singolo diaframma di dimensioni 2.50x1.00m.

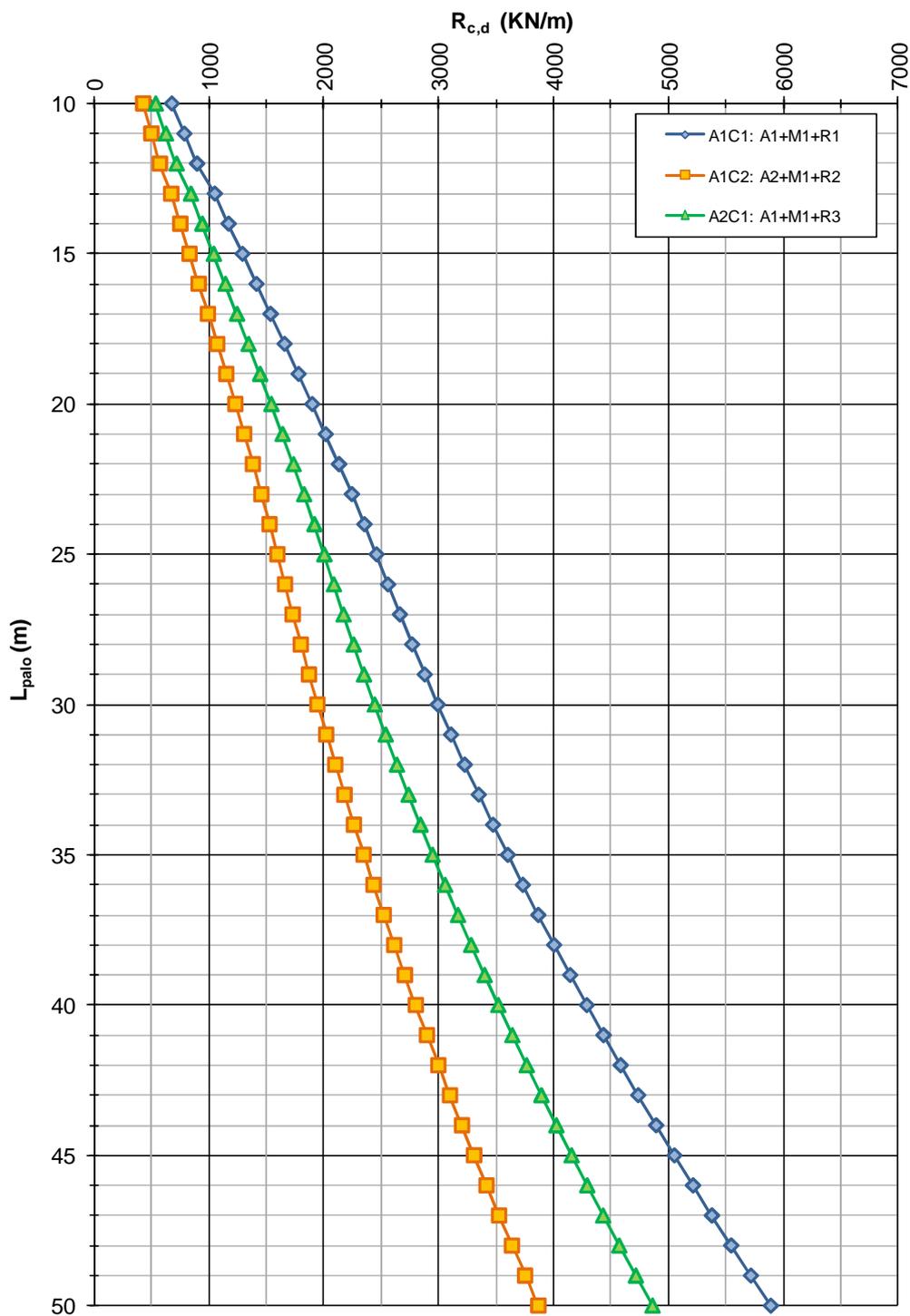
TAB. 8.5-1

SISMICA	Nmax - kN	Nmin - kN	Vx - kN	Vy - kN
Sisma Prevalente X (Kv+)	1185	858	274	49
Sisma Prevalente X (Kv-)	1008	681	274	49
Sisma Prevalente Y (Kv+)	1151	892	82	165
Sisma Prevalente Y (Kv-)	974	715	82	165
STATICA				
INVILUPPO - Nmax	2004	1128	36	83
INVILUPPO - Nmin	1661	785	36	83
SLE				
INVILUPPO - Nmax	1475	845	27	55
INVILUPPO - Nmin	1221	591	27	55

In figura seguente si riporta la curva di portanza (per metro lineare) per un diaframma $s = 1000$ mm nel suolo in questione.

Fig. 8.5-2

APO02 - Ponte sul canale Resega - ZO4
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Diaframmi s=1000mm



Alla TAB. 8.5-1 si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 2004 kN (Fase Statica)

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

Dalla figura precedente si ottiene che un diaframma di lunghezza **14.0** m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 944 * 2.5 = 2360 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.18 > 1.0$$

POZZO DI DIAFRAMMI

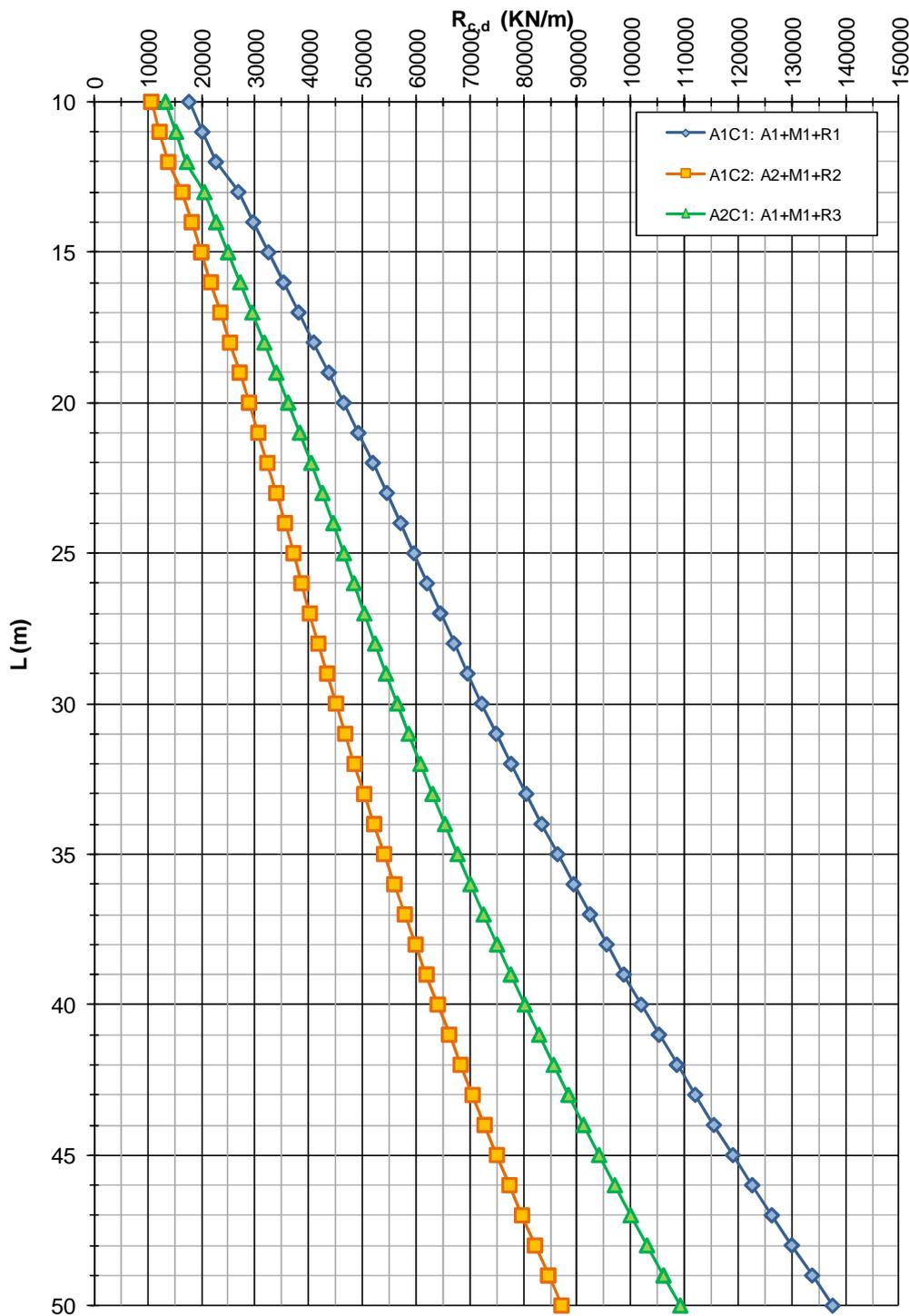
L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del pozzo di diaframmi. I valori delle azioni globali massime sono riportati in TAB. 8.4-3.

$$\text{MAX}[N_{med}] = 25054 \text{ kN}$$

In figura seguente si riporta la curva di portanza per un pozzo di diaframmi composto da 16 elementi aventi spessore $s = 1000$ mm, di dimensioni 7x12.5m nel suolo in questione

Fig. 8.5-3

APO02 - Ponte sul canale Resega - ZO4
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pozzo di diaframmi



Il pozzo di diaframmi di lunghezza 14.0 m non risulta verificato. Si passa a L = 17 m.

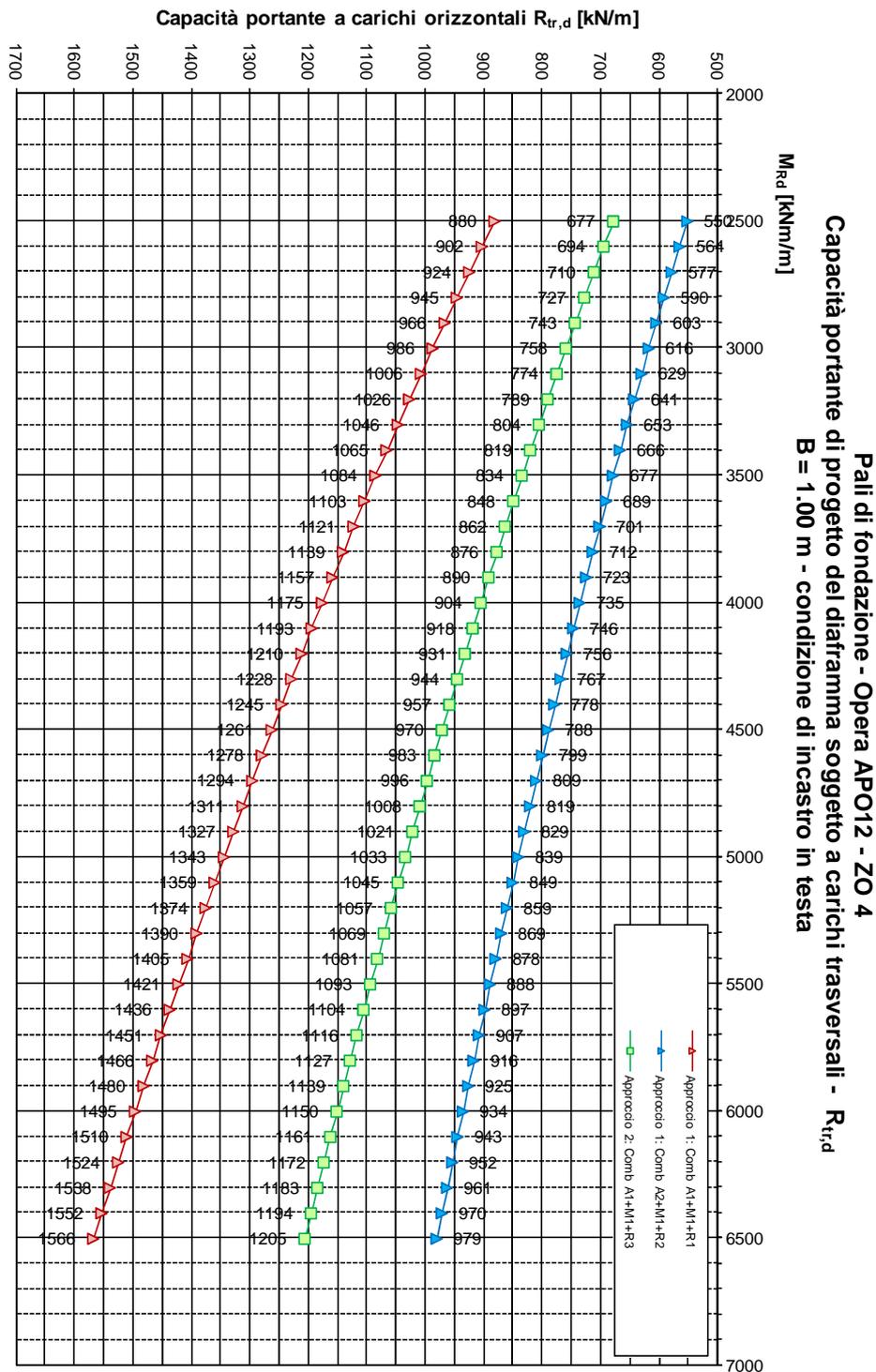
$$R_{c,d} \cong 29513 \text{ kN} ; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.18 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : $L_{\text{diaframma}} = 17.0 \text{ m}$

Come già detto è prevista una profondità di scalzamento pari a circa 2.5 m: di conseguenza la profondità del diaframma viene prevista in : **L = 20.0 m**

8.5.1.2. Portanza Orizzontale

Fig. 8.5-3



DIAFRAMMA SINGOLO

Alla figura precedente è riportata la curva di portata per il diaframma di cui sopra.

Dalla TAB. 8.5-1 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 274 kN, che corrisponde a 110 kN/m (Fase Sismica).

Il valore risulta nettamente minore del valore minimo di figura precedente.

Si assume quindi che la portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ venga raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo inferiore a:

$$M_u = 2500 = 1850 \text{ kNm}$$

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

$$N_{min} = 715 \text{ kN}$$

Si ha:

Fig. 8.5-4

The screenshot shows a software window titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframma_asse_debole'. It contains several data tables and input fields:

- Section Data:**

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	2500	1000	1	11781	100
			2	11781	900
- Materials:**
 - B450C: $\sigma_{su} = 67.5$ %, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 - C25/30: $\sigma_{c2} = 2$ %, $\sigma_{cu} = 3.5$, $f_{cd} = 14.17$, $\sigma_{c,adm} = 9.75$, $\tau_{co} = 0.6$, $\tau_{c1} = 1.829$
- Design Parameters:**
 - Applied Moment: $M_{Rd} = 4.245$ kNm
 - Applied Normal Force: $N = 965$ kN
 - Design Stress: $\sigma_c = -14.17$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm²
 - Design Strain: $\epsilon_c = 3.5$ %, $\epsilon_s = 20.88$ %
 - Effective Depth: $d = 900$ mm
 - Relative Slenderness: $\lambda = 129.2$, $\lambda/d = 0.1436$
 - Slenderness Ratio: $\delta = 0.7$
- Calculation Settings:**
 - Method: S.L.U. +
 - Section Type: Rettangoli
 - Design Domain: Dominio M-N
 - Precompressed:

Risultano largamente sufficienti n°24 Ø25 per lato.

POZZO DI DIAFRAMMI

Dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali, differenziando tra direzione longitudinale e trasversale.

Per quanto riguarda la direzione longitudinale, in maniera semplificata e cautelativa, si è determinato il valore del momento flettente resistente della scatola di diaframmi come valor medio tra la schematizzazione riportata nella Figura seguente (l'armatura è stata assunta pari a barre $\phi 25$ mm a passo 100 mm su entrambi i lati di ogni pannello di diaframma e posizionata poi nel baricentro dei vari rettangoli schematizzanti la sezione) che ipotizza un'unica sezione monolitica e la somma dei momenti resistenti dei singoli pannelli. A favore di sicurezza, poi, si considera nulla l'azione assiale.

FIG. 8.5-5 – POZZO DI DIAFRAMMI B = 11 M

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari 3 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	12500	1000	1	117810	500
2	3000	5000	2	117810	3500
3	12500	1000	3	117810	6500

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 x_{Ed} 0
 y_{Ed} 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 Devia

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 MPa
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 MPa
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 436.332 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 36.38 ‰
 d 6.500 mm
 x 570.5 x/d 0.08776
 δ 0.7

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

FIG. 8.5-6 – DIAFRAMMA SINGOLO (DIR. 'DEBOLE')

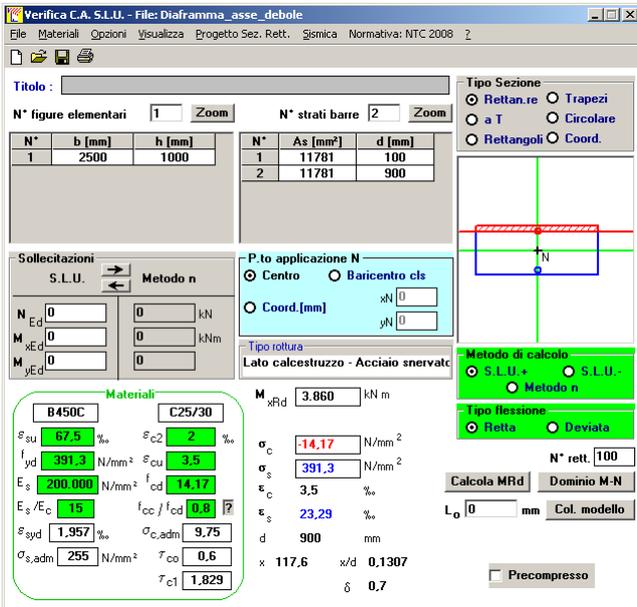
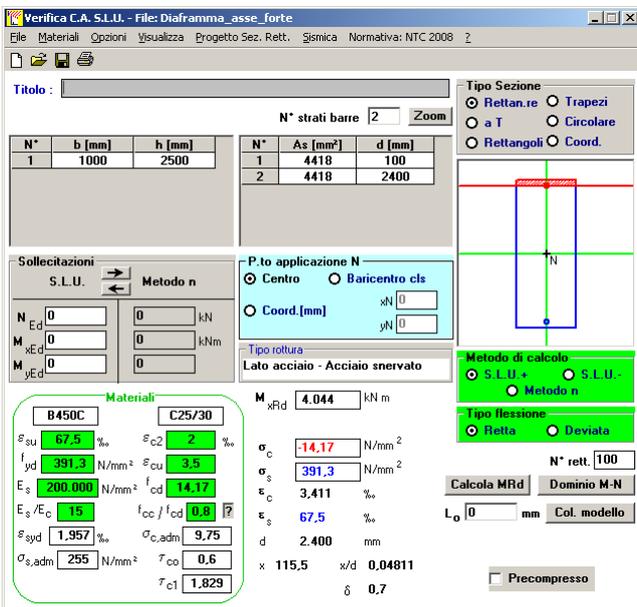


FIG. 8.5-7 – DIAFRAMMA SINGOLO (DIR. 'FORTE')

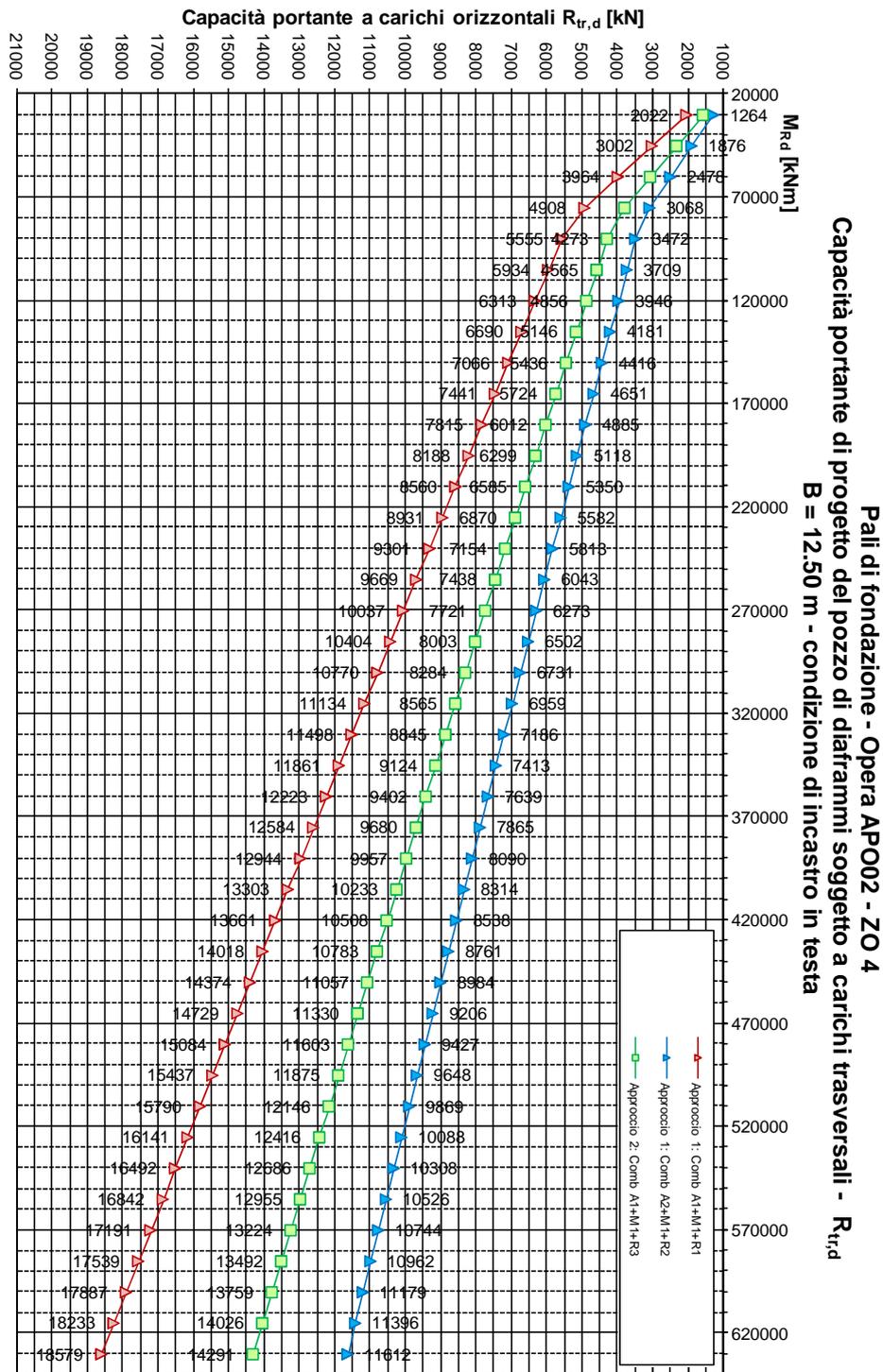


Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 436330.0$ KNm (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 10 \cdot 3860 + 6 \cdot 4044 = 62864.0$ KNm (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 249500.0$ KNm (valore medio assunto).

Si riporta di seguito la curva di portanza del pozzo di diaframmi per azioni orizzontali .

Fig. 8.5-8



La capacità portante del pozzo di diaframmi, per $M_{Rd} = 249500 \text{ kNm}$, vale $H_{Rd} = 7154 \text{ kN}$.

Alla base della pila la massima azione tagliante in direzione longitudinale vale (vedi TAB. 8.4-1) $H_{Ed} = 1084 \text{ kN}$.

La sezione risulta verificata.

Per quanto riguarda la direzione trasversale Y, si procede in maniera analoga a quanto visto per la direzione longitudinale.

FIG. 8.5-9 – POZZO DI DIAFRAMMI B = 7.0M

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pozzo_diaframmi_taglio1

Titolo: _____

N° figure elementari: 5 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	7000	1000	1	68722	500
2	1000	4750	2	46633	3375
3	7000	1000	3	68722	6250
4	1000	4750	4	46633	9125
5	7000	1000	5	68722	12000

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

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

Tipologia di flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C25/30

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

Tipologia di flessione: Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

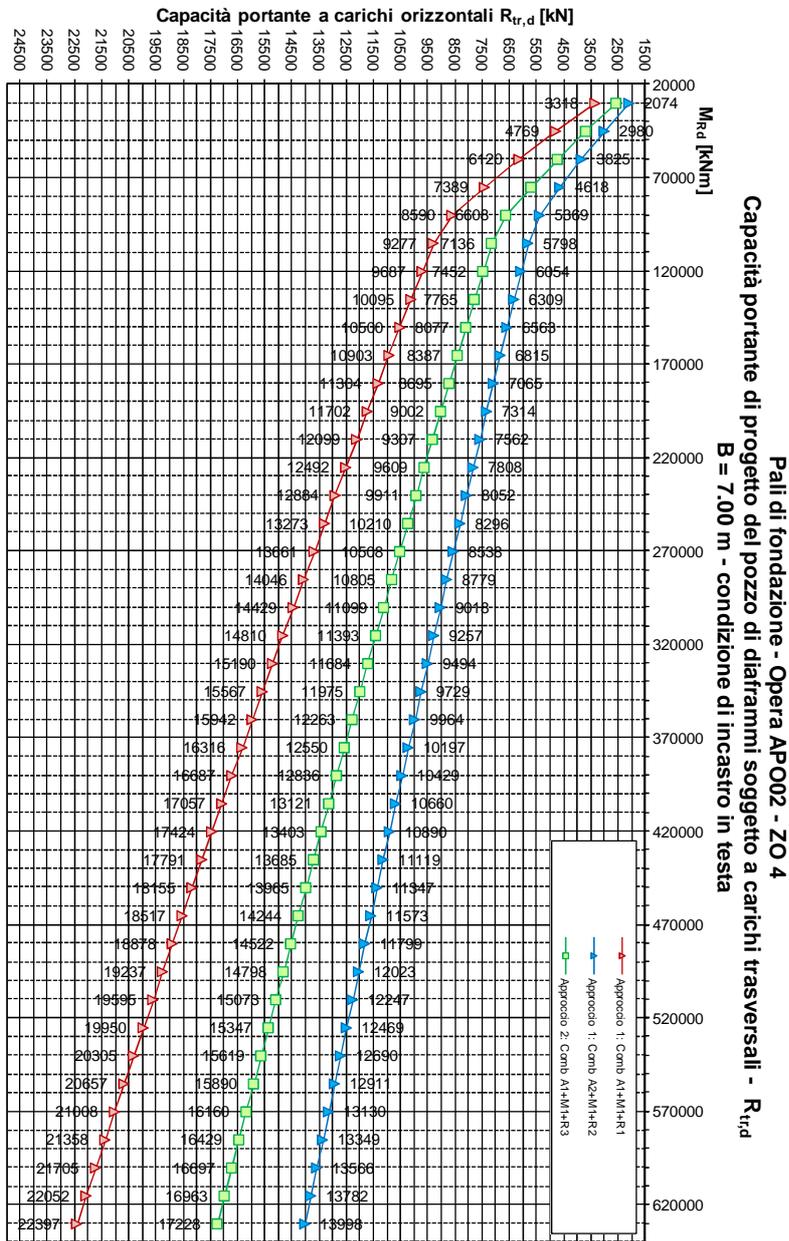
Calculated values:
 $M_{Rd} = 683.247 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -14.17 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 3.5$
 $\epsilon_s = 44.92$
 $d = 12.000 \text{ mm}$
 $x = 867.4$ $x/d = 0.07228$
 $\delta = 0.7$

Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 683247.0 \text{ KNm}$ (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 6 \cdot 3860 + 10 \cdot 4044 = 63600.0 \text{ KNm}$ (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 373423.0 \text{ KNm}$ (valore medio assunto).

Si riporta di seguito la curva di portanza del pozzo di diaframmi per azioni orizzontali in direzione Y.

Fig. 8.5-10



La capacità portante del pozzo di diaframmi, per $M_{Rd} = 373000$ kNm, vale $H_{Rd} = 12885$ kN.

Alla base della pila la massima azione tagliante in direzione longitudinale vale (vedi TAB. 8.4-1) $H_{Ed} = 1084$ kN.

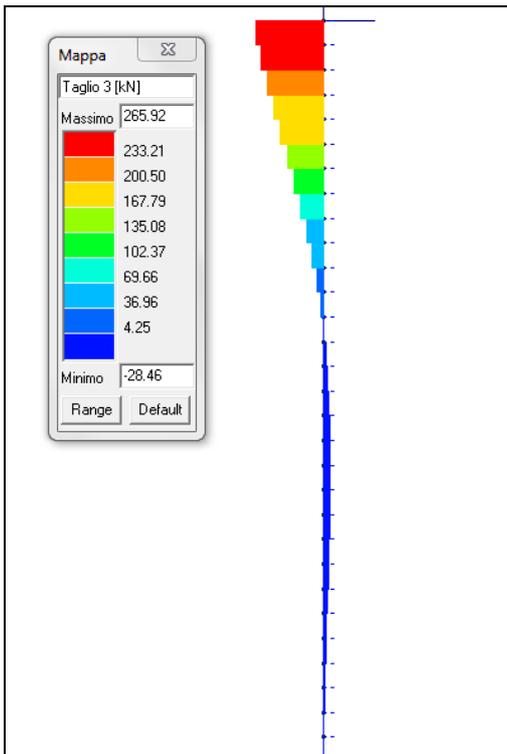
La sezione risulta verificata.

8.5.1.3. Verifiche SLU: Taglio

Le massime sollecitazioni agenti in sezione posta in sommità ai diaframmi sono riportate in TAB. 8.5-1.

L'andamento degli sforzi taglianti lungo il diaframma è riportato nella figura seguente.

FIG. 8.5-11



Il taglio massimo in testa al diaframma vale 274 kN (vedi TAB. 8.5-1).

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue (si ipotizza tesa il 50% dell'armatura longitudinale e si considera nulla l'azione assiale).

TAB. 8.5-2

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	267	kN	
base b_w	2500	mm	
altezza h	1000	mm	
n° barre armatura tesa	14		
φ diametro medio armatura tesa	25	mm	
Asl (tesa)	6872	mm ²	
ricoprimento r	55	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	67.5	mm	
altezza utile d	932.5	mm	
pl	0.00295		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	2500000	mm ²	
σ _{cp}	0.000	MPa	
f _{ck}	25	MPa	
γ	1.50		
ingranamento inerti = k	1.463		
VR _d	796.5	kN	
v _{min}	0.31	kN	
	722.0	kN	
VR_d	797	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica lato Cls.

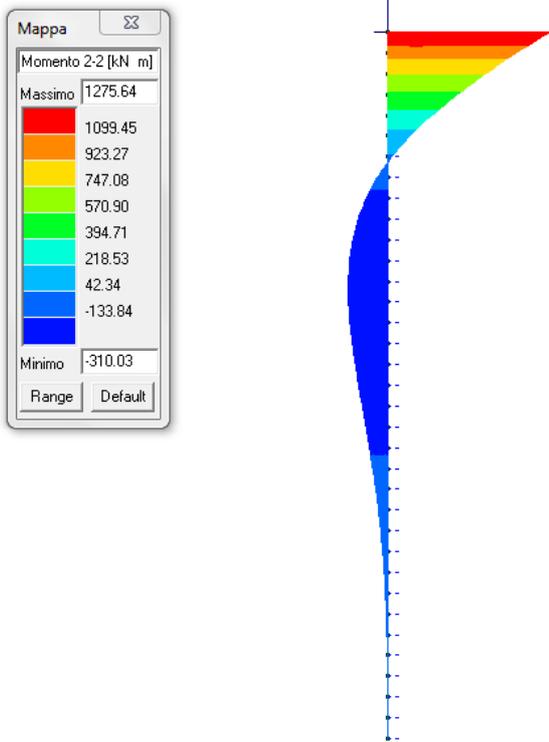
$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1500^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \approx 10863 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta. S'intende che sarà prevista un'armatura a taglio non inferiore a quella minima prevista da normativa vigente.

8.5.1.4. Verifiche SLU: Pressoflessione

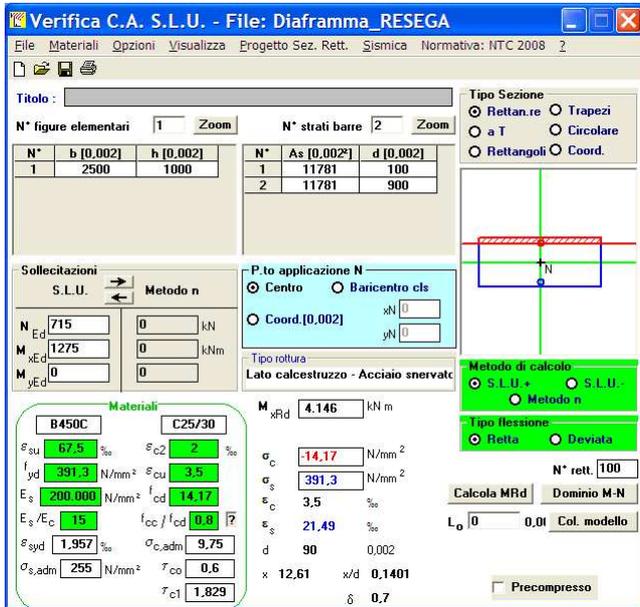
L'andamento del momento flettente lungo il diaframma è stato valutato nell'ipotesi di testa incastrata, con le azioni di cui alla TAB. 8.5-1 e secondo le indicazioni della Relazione Geotecnica per quanto riguarda i coefficienti di Winkler variabili con la profondità. Si riporta in figura seguente il risultato dell'analisi in combinazione 'Sisma X kv'.

FIG. 8.5-12



Lo sforzo normale (minimo) associato vale 715 kN.

FIG. 8.5-13



La sezione con armatura $\varnothing 25/100$ risulta verificata.

8.5.1.5. Verifiche SLE

Il taglio risulta minimale (27 kN). di conseguenza il momento risulta:

$$M = 1275 \cdot 27 / 274 = 125 \text{ kNm}$$

Le verifiche sono inessenziali.

8.6.FONDAZIONI: PLINTO

Il pozzo di diaframmi è disposto lungo il perimetro del plinto di fondazione. Al di sotto della pila si trovano due diaframmi disposti lungo l'asse minore della sezione ellittica. Di conseguenza in direzione longitudinale le azioni flettenti risultanti dalla pila vengono trasferiti ai diaframmi periferici sotto forma di incremento di sforzo normale. La trasmissione di questi sforzi nel plinto di fondazione avviene secondo un meccanismo tirante-puntone.

Il plinto può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza 13 m, avente sezione di larghezza 7.50 m e altezza 2.0 m. Esso è appoggiato su vincoli fissi (diaframmi).

Questo meccanismo 'tirante/puntone' si sviluppa a partire dalla sezione corrispondente al punto medio del semiasse maggiore della pila al baricentro dei diaframmi perimetrali. La lunghezza della mensola considerata per il calcolo è quindi pari a 3.45 m.

TAB. 8.6-1

Armatura longitudinale		
H plinto - m	2.00	
L mensola - m	3.45	
N max diaframma - kN/m	802	SLU
T - kN/m	1'536	
Asi - mm ² /m	3'930	
N max diaframma - kN/m	590	SLE
T - kN/m	1'130	
Asi - mm ² /m	7'065	

Si arma con 15Ø25/m (7350 mm²).

8.7. SINTESI ARMATURE

8.7.1. Diaframmi s = 1000 mm

- Armatura orizzontale
3st \varnothing 10/250 per diaframma
- Armatura verticale
 \varnothing 25/100 (L_{barra} : 12.0m) ; \varnothing 20/100 (L_{barra} : 10.0m)

8.7.2. Plinto

- Armatura in direzione longitudinale X
Estradosso: \varnothing 20/200; Intradosso: n°15 \varnothing 25 / m
Intermedia: \varnothing 16/400
- Armatura in direzione trasversale Y
Estradosso: \varnothing 20/200; Intradosso: \varnothing 25/200; Intermedia: \varnothing 16/400

8.7.3. Fusto

- Armatura in direzione trasversale (perimetrale) : \varnothing 16/150
- Armatura in direzione verticale Z
Barre \varnothing 26/150 (totale n°130 barre) L = 5.5 m;

9. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: APPOGGI E BAGGIOLI

9.1. APPOGGI

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

TAB. 9.1-1

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2						PILE P1-P2					
	Appoggio SX			Appoggio DX			Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
kN												
ENV SLU(max)	110	170	5 355	110	170	5 355	177	421	12 774	177	421	12 774
ENV SLU(min)	-110	-170	647	-110	-170	647	-177	-421	2 907	-177	-421	2 907
ENV SLD (max)	41	41	1 913	41	41	1 913	117	117	5 550	117	117	5 550
ENV SLD (min)	-41	-41	1 764	-41	-41	1 764	-117	-117	5 040	-117	-117	5 040
ENV SLV (max)	123	123	2 146	123	123	2 146	350	350	6 346	350	350	6 346
ENV SLV (min)	-123	-123	1 531	-123	-123	1 531	-350	-350	4 244	-350	-350	4 244
ENV SLC (max)	140	140	2 195	140	140	2 195	400	400	6 513	400	400	6 513
ENV SLC (min)	-140	-140	1 482	-140	-140	1 482	-400	-400	4 076	-400	-400	4 076
Tipo isolatore	D M1050/600 (3700)						D M1900/600 (3700)					
Diametro Φ	750 mm						830 mm					
$N_{ed}^{(1)}$ (deve essere $\geq \max Fz_{(ENV SLC)}$)	2 650 kN						6 700 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}	1 200 kN/m						3 040 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 compressive della azione sismica (SLC)

(2) Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC_02 e SLC_04 e vale:

$$d_{xy\max} = 187 \text{ mm} < D_{\max} = 300 \text{ mm} (= \text{escursione isolatore}).$$

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

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

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

9.2. BAGGIOLI SPALLA

Da tabella 6.2-1 si ricavano le sollecitazioni che si trasmettono dall'impalcato alla spalla.

In particolare si hanno i seguenti sforzi taglianti:

$$V_{sd,x} = V_{sd,y} = 245 \text{ kN}$$

Tale azione viene divisa in parti uguali tra i 2 baggioli (2 appoggi) per cui la sollecitazione di progetto per i baggioli è pari a:

$$V_{sd} = 245/2 = 123 \text{ kN}$$

Ai fini di determinare l'armatura del baggiolo si considerano i tagli agenti separatamente nelle due direzioni orizzontali.

Si conduce una sommaria analisi tendente al dimensionamento del baggiolo 'tipico'. Analisi più approfondite verranno sviluppate nella successiva Fase di Progetto Esecutivo.

Il Baggiolo ha dimensioni in pianta 'a x b = 0.8x0.8 m'. L'altezza massima 'h' è pari a 0.5 m.

- A favore di sicurezza si trascura l'azione normale
- A favore di sicurezza si pone l'azione orizzontale in sommità baggiolo
- A favore di sicurezza si decrementa lo spessore del baggiolo di 100+100 mm (a' x b' = 0.6x0.6 m')
- Si adotta un meccanismo 'tirante puntone'.

L'angolo di inclinazione del puntone rispetto all'orizzontale risulta:

$$\operatorname{tg}\alpha = h/a' = 500/600 = 0.833 \Rightarrow \alpha \approx 40^\circ$$

L'azione verticale di trazione 'T' nel tirante risulta:

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 123 \cdot 0.833 = 102 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 102000/391.3 = 261 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 Ø16 verticali su ogni lato, più n4 Ø16 agli spigoli (Lunghezza barre = 1.0 m):

$$A_T = 5 \cdot 201 + 2 \cdot 201 = 1407 \text{ mm}^2$$

Per quanto riguarda l'armatura orizzontale, operando a favore di sicurezza si ha :

$$A_{H,\min} = 123000/391.3 = 314 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 staffe Ø12 sul contorno esterno:

$$A_H = 5 \cdot 2 \cdot 113 = 1130 \text{ mm}^2$$

9.3. BAGGIOLI PILE

Da tabella 7.1-1 si ricavano le sollecitazioni che si trasmettono dall'impalcato alle pile.

In particolare si hanno i seguenti sforzi taglianti:

$$V_{sd,x} = V_{sd,y} = 700 \text{ kN}$$

Tale azione viene divisa in parti uguali tra i 2 baggioli (2 appoggi) per cui la sollecitazione di progetto per i baggioli è pari a:

$$V_{sd} = 700/2 = 350 \text{ kN}$$

Valgono le ipotesi fatte per i baggioli delle spalle.

$$\operatorname{tg}\alpha = h/a' = 500/600 = 0.833 \Rightarrow \alpha \approx 40^\circ$$

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 350 \cdot 0.833 = 292 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 292000/391.3 = 746 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 $\varnothing 16$ verticali su ogni lato, più n4 $\varnothing 16$ agli spigoli (Lunghezza barre = 1.0 m):

$$A_T = 5 \cdot 201 + 2 \cdot 201 = 1407 \text{ mm}^2$$

$$A_{H,\min} = 350000/391.3 = 894 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 staffe $\varnothing 14$ sul contorno esterno:

$$A_H = 5 \cdot 2 \cdot 154 = 1540 \text{ mm}^2.$$

9.4. SINTESI ARMATURE

9.4.1. Baggioli su spalle

- Armatura in direzione verticale: n24 $\varnothing 16$ – L = 1.0 m
- Armatura in direzione orizzontale: n5 st $\varnothing 12$ – L \approx 3.2 m

9.4.2. Baggioli su pile

- Armatura in direzione verticale: n24 $\varnothing 16$ – L = 1.0 m
- Armatura in direzione orizzontale: n5 st $\varnothing 14$ – L \approx 3.2 m

10. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI

In base alle indicazioni idrauliche la lunghezza minima dei diaframmi spondali in relazione a possibili fenomeni di sifonamento è di 10÷12 m e dal punto di vista strutturale sono da considerare le due condizioni limite di scalzamento nel seguito descritte:

- Condizione S1: Scalzamento con massima piena.

In questa condizione la quota idrica a valle dei diaframmi è quella della piena bisecolare pari a 21.35 m e la quota di scalzamento è di 15.90 m;

- Condizione S2: Scalzamento dopo la massima piena.

In questa condizione la quota idrica è quella del petto dell'argine pari a 17.55 m che coincide anche con la quota di scalzamento.

La verifica strutturale dei diaframmi idraulici viene sviluppata con riferimento a queste due condizioni considerate allo SLU (A1+M1 e A2+M2); è evidente infatti che si tratta di condizioni limite che se mai si dovessero verificare comporterebbero la necessità di intervenire rapidamente per ripristinare la geometria dell'alveo ante-scalzamento. Per il terreno, trattandosi di situazioni transitorie, si assumono i parametri di breve termine e in particolare:

- peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- coesione non drenata: $c_u = 40 \text{ kPa}$.

Il calcolo viene sviluppato con il programma Paratie Plus 2011 della Ce.A.S. assumendo per i diaframmi uno spessore di 80 cm e una lunghezza di 12.0 m.

10.1. SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE

Di seguito sono riportati i grafici delle fasi di scavo principali e i diagrammi dei momenti flettenti e del taglio per le varie fasi.

Fig. 10.1-1

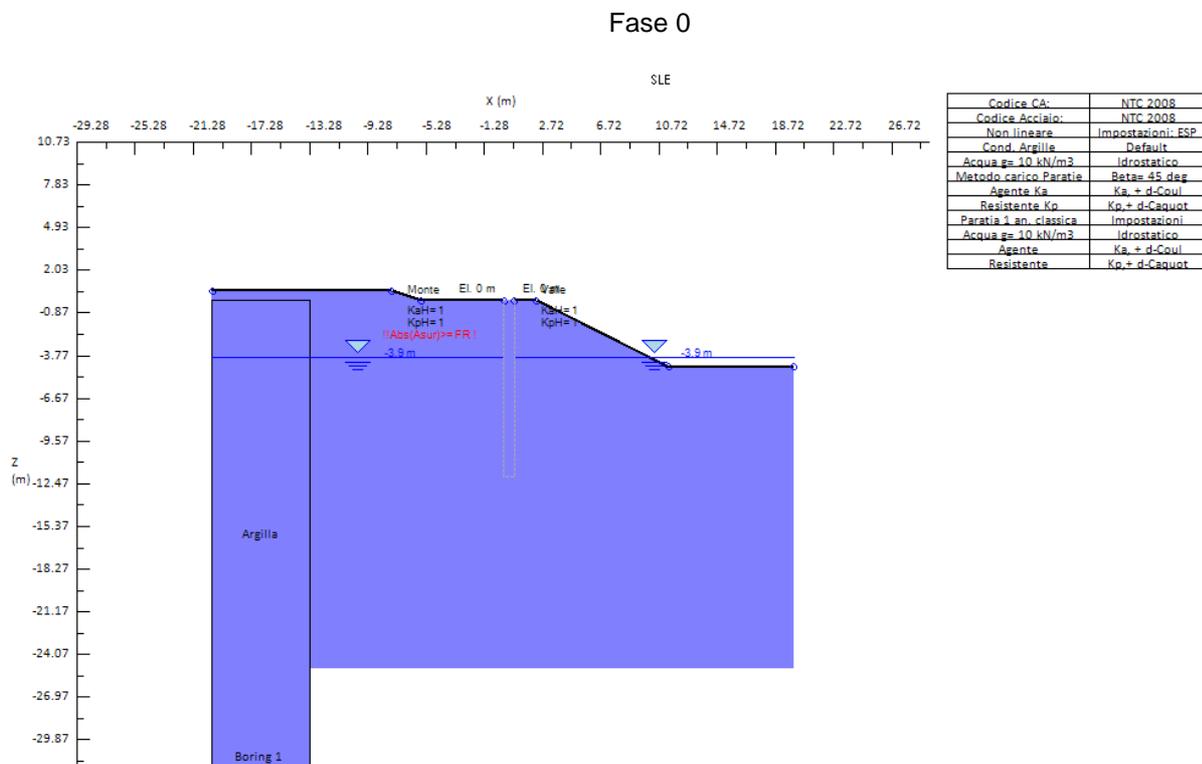


Fig. 10.1-2

Condizione S1

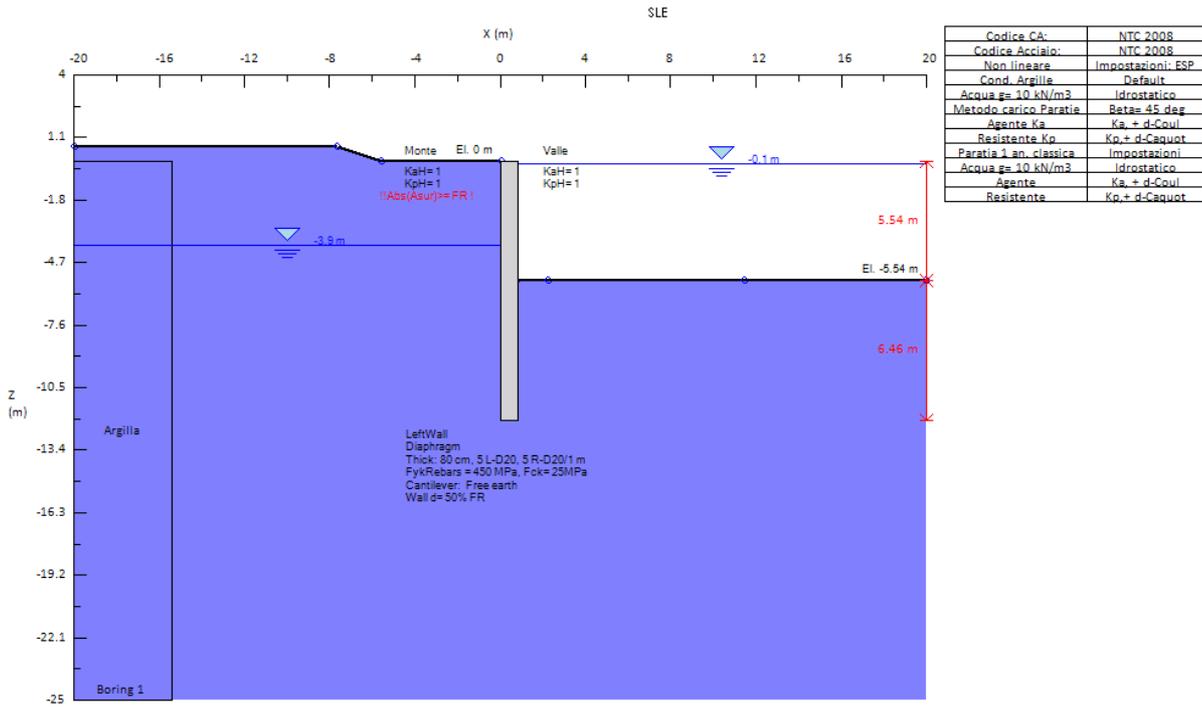


Fig. 10.1-3

Condizione S2

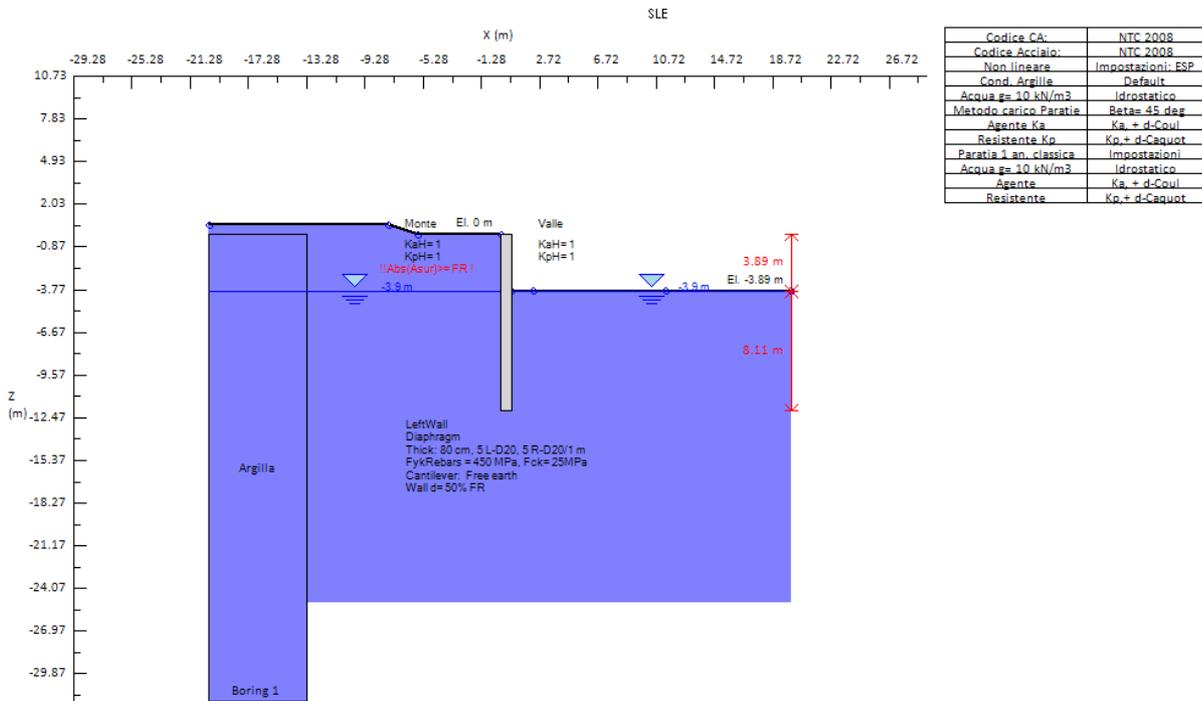


Fig. 10.1-4

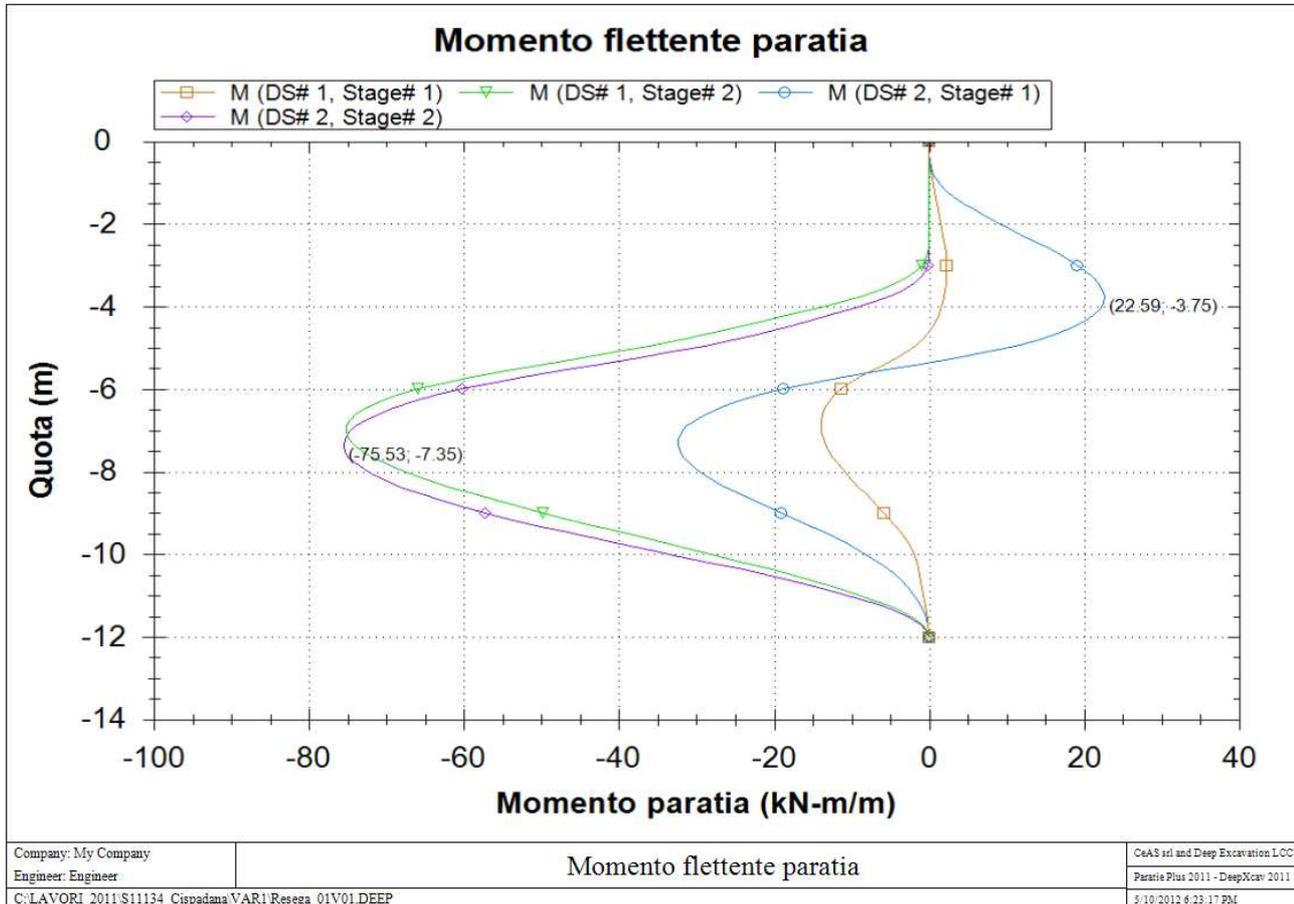
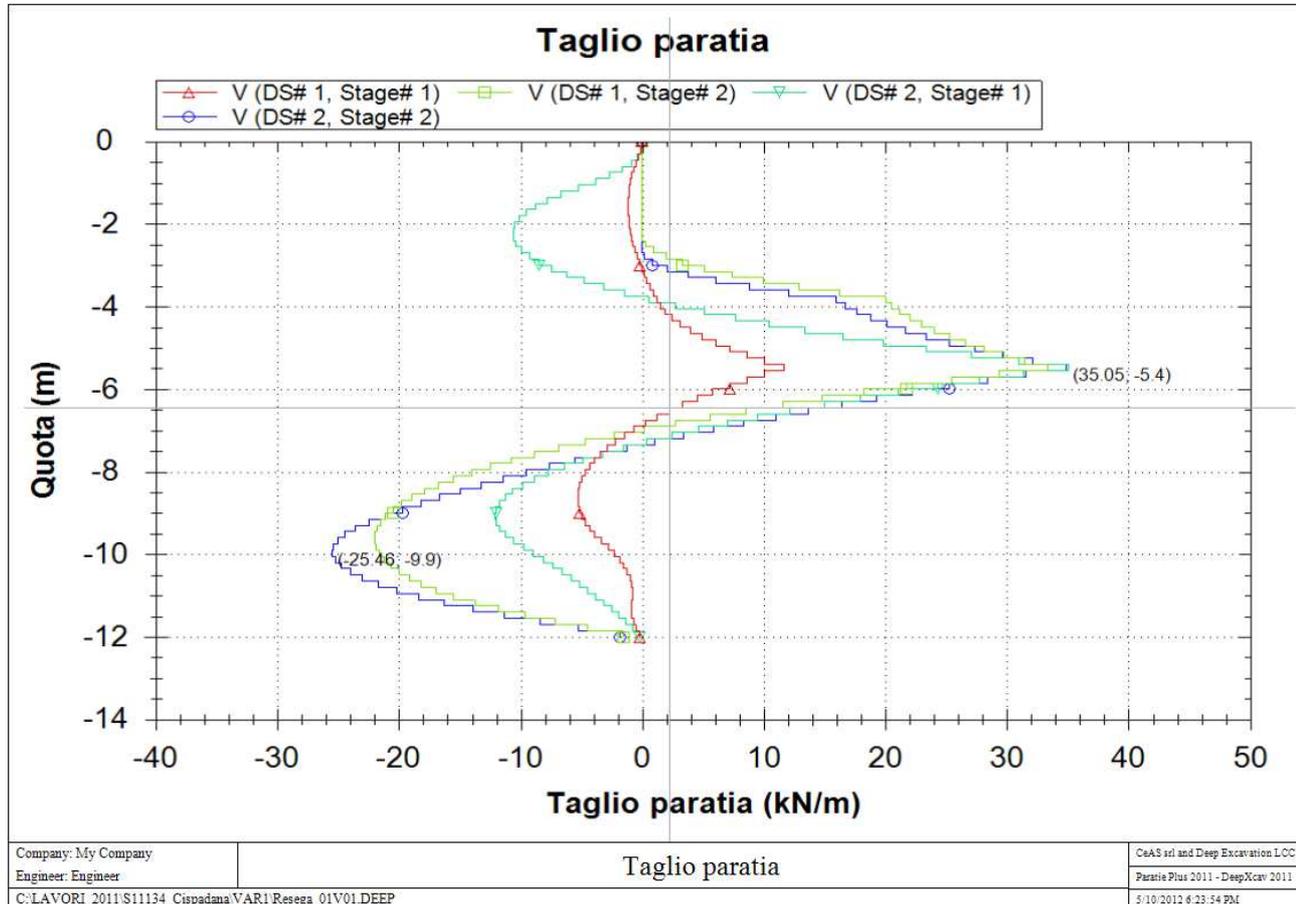


Fig. 10.1-5



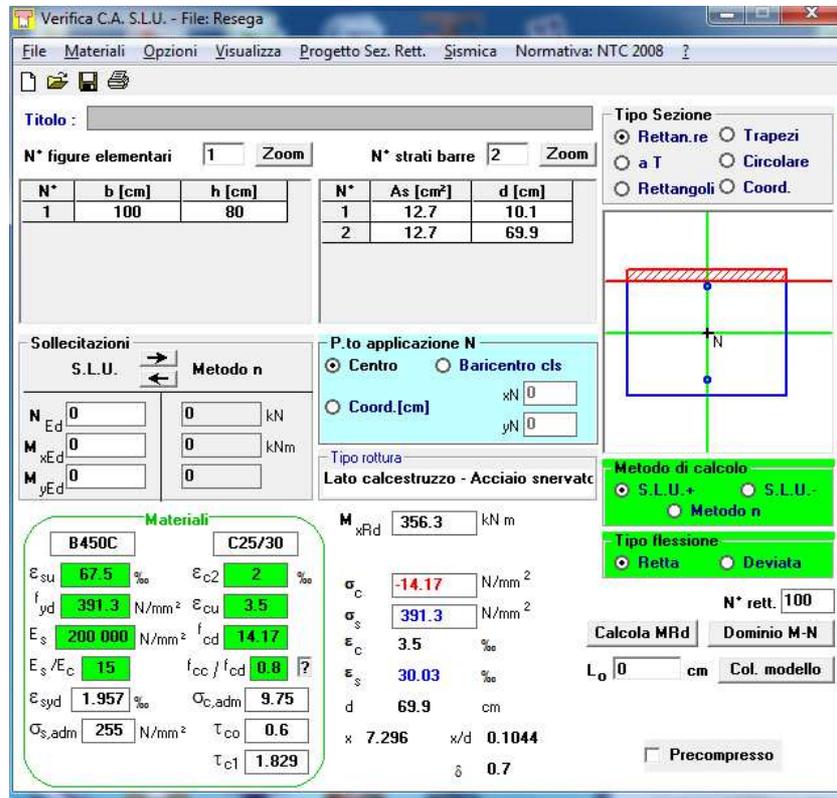
10.1.1. Verifiche di resistenza dei diaframmi

Nel seguito si riporta la verifica dei resistenza a momento flettente e taglio da cui risulta che:

$$M_{rd} \geq M_{s,d}$$

$$V_{rd} \geq V_{rd}$$

FIG. 10.1-6



TAB. 10.1-1

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	altezza
d	699	mm	altezza utile
fck	25	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391.3	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	14.17	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	7.08	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1270	mm ²	armatura longitudinale
k	1.53		fattore di ingranamento
vmin	0.33	N/mm ²	tensione resistente minima
ρl	0.0018		rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σcp	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
αc	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	232.61	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura