



Anas SpA

Direzione Progettazione Realizzazione Lavori

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78
S.G.C. GROSSETO - FANO
ADEGUAMENTO A 4 CORSIE
NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")
DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTA: <i>Ing. ALESSANDRO MICHELI</i> <i>Ordine Ing. di Roma n. 19654</i> <i>Ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI</i> <i>Ordine Ing. di Roma n. 19116</i>												
IL GEOLOGO: <i>Geol. SERENA MAJETTA</i> <i>Ordine Geol. del Lazio n. 928</i>												
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Geom. FABIO QUONDAM</i>												
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. CARLO DIEMOZ</i>	COD. PROG. PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. <table border="1"><tr><td>L</td><td>0</td><td>7</td><td>0</td><td>2</td><td>D</td><td>D</td><td>0</td><td>3</td><td>0</td><td>1</td></tr></table>	L	0	7	0	2	D	D	0	3	0	1
L	0	7	0	2	D	D	0	3	0	1		

**OPERE DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
PONTICELLI L=20m**

	NOME FILE NOME FILE	REVISIONE	SCALA:															
	<table border="1"><tr><td>T</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>M</td><td>0</td><td>0</td><td>S</td><td>T</td><td>R</td><td>R</td><td>E</td><td>0</td><td>2</td></tr></table>	T	0	0	0	M	0	0	S	T	R	R	E	0	2	<table border="1"><tr><td>B</td></tr></table>	B	
T	0	0	0	M	0	0	S	T	R	R	E	0	2					
B																		
B	Aggiornamento e integrazioni (richiesta MIT n° 4655 del 27/04/2016)	LUG. 2016																
A	Emissione	SET. 2005																
		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO													

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	DESCRIZIONE GENERALE	4
3.1	DESCRIZIONE INTERVENTI.....	4
3.2	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI	4
3.2.1	Travi prefabbricate precomprese.....	4
3.2.2	Soletta d’impalcato gettata in opera	5
3.2.3	Sottostrutture: spalle	5
3.2.4	Appoggi	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PREVISTI IN PROGETTO	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	Calcestruzzo classe C 28/35	6
4.1.2	Calcestruzzo classe C 32/40	6
4.1.3	Calcestruzzo classe C 45/55	7
4.2	ACCIAIO.....	7
4.2.1	Acciaio per armature di strutture in c.a.	7
4.2.2	Acciaio per armature di strutture in c.a.p.	7
5	CONSIDERAZIONI DI PROGETTO	9
6	ANALISI DEI CARICHI	10
6.1	PESO PROPRIO.....	10
6.2	CARICHI PERMANENTI	10
6.3	DISTORSIONI	11
6.3.1	Ritiro della soletta (ϵ_2)	11
6.3.2	Temperatura (ϵ_3)	11
6.4	AZIONI VARIABILI - AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	11
6.4.1	Schemi di carico.	12
6.5	INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI.....	13
6.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO.....	14
6.7	AZIONE CENTRIFUGA	14
6.8	AZIONE VENTO.....	14
6.9	AZIONI SISMICHE	15
6.9.1	Definizione fattore di Struttura.....	18
6.10	SPINTA DELLA TERRA SULLE SPALLE (G_3).....	19
6.10.1	Spinta S_T	19
6.10.2	Spinta S_Q	20
6.10.3	Spinta sismica.....	20
6.11	RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI.....	20
7	COMBINAZIONE DEI CARICHI	21
8	VALUTAZIONE DELLE AZIONI	25
8.1	MODELLAZIONE TRASVERSALE.....	25
8.2	MODELLAZIONE LONGITUDINALE	30

8.3	RISULTATI DELL'ANALISI	31
8.3.1	Fase costruttiva – Fase 0-1	31
8.3.2	Esercizio – Fase 2-3.....	37
9	VERIFICHE IMPALCATO	44
9.1	SOLETTA TRASVERSALE.....	44
9.1.1	Verifiche SLU.....	45
9.2	TRAVI IN CLS.....	48
9.2.1	Cadute di tensione nell'acciaio da precompressione	48
9.2.2	Verifiche SLE.....	51
9.2.3	Verifiche SLU.....	72
9.2.4	Verifiche collegamento trave-soletta.....	76
10	VERIFICHE SPALLE	78
10.1	SPALLE SU FONDAZIONI PROFONDE	78
10.1.1	Verifica del muro frontale	78
10.1.2	Verifica strutturali dei pali.....	80
10.1.3	Verifica geotecnica dei pali	83

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto i calcoli e le verifiche strutturali e geotecniche relative ai ponticelli L=20m previsti nell'ambito dell'intervento Itinerario Internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, adeguamento a 4 corsie nel tratto Grosseto – Siena (SS 223 “di Paganico”) dal km 41+600 al km 53+400 – IX Lotto.

I ponticelli in oggetto, sono gli attraversamenti idraulici della S.S.223 e delle viabilità secondarie dei seguenti fossi:

OPERA	TIPOLOGIA STRADA PRINCIPALE	NOME OPERA	DIM NETTE OPERE PREVISTE
Opera	Tipologia Strada	Nome Opera	Dim Nette Opere Previste
Fosso Maceratano	Secondaria Comunale 2	S 15 Sec	Ponticello Luce L 20m
Fosso Maceratano	Principale	S 15 P	Ponticello Luce L 20m
Fosso San Biagio	Principale	S 19	Ponticello Luce L 20m

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Principali Norme di riferimento:

- Legge 05/11/1971 n° 1086: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge n.64 del 2 febbraio 1974: “Norme sulla sicurezza e sui carichi”
- D.M. 11/03/1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Decreto Ministeriale del 14/01/2008 – NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni, a seguire riportato semplicemente con la sigla NTC08;
- Circolare n°617 02 febbraio 2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche delle costruzioni” - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

3 DESCRIZIONE GENERALE

3.1 DESCRIZIONE INTERVENTI

Gli interventi delle opere strutturali riguardano la realizzazione di una serie di ponti stradali lungo la S.S. 223 a scavalco di fossi idraulici, in questa sede si prenderanno in esame i ponticelli di luce netta pari a 20.00m.

L'impalcato del ponte verrà realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e soletta collaborante in c.a., sostenuto da spalle anch'esse in c.a. gettato in opera su fondazioni profonde. Si rimanda agli allegati grafici progettuali per la definizione delle geometrie e delle ipotesi progettuali sviluppate.

3.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI

Della tipologia di ponti presi in esame nella presente relazione sarà caratterizzato dalla presenza di distinte carreggiate con larghezze variabili. In ogni carreggiata trovano sede 2 corsie di marcia oltre la banchina. La sezione è completata su entrambi i lati da un marciapiede, da adibire al passaggio dei pedoni di larghezza netta 1,70. Sul lato interno il marciapiede, che ha un'altezza di 0,20 m dal piano carrabile finito, è protetto da guardrail contro il sormonto da parte dei veicoli in movimento.

La struttura nel suo complesso sarà resa percorribile per carichi di prima categoria, coerentemente con le prescrizioni di cui alle NTC08.

Nel seguito, si riportano le principali caratteristiche geometriche, costruttive e statiche.

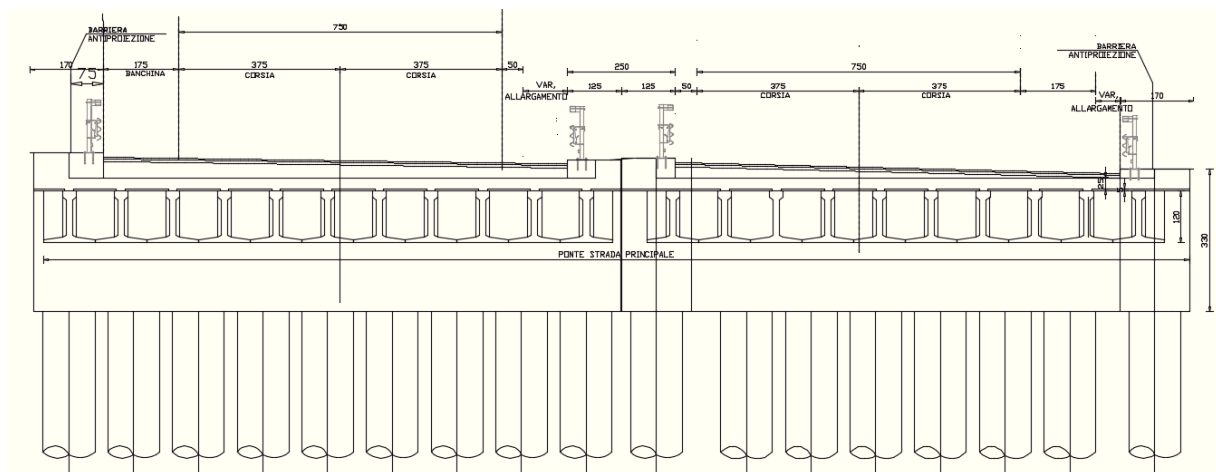


Figura 1: Schema Sezione Trasversale Impalcato

3.2.1 TRAVI PREFABBRICATE PRECOMPRESSE

L'impalcato è costituito sostanzialmente da 10-11 travi in c.a.p. accostate di sezione costante tipo a T rovescio, poste ad interasse pari a 1.20 m.

Lo schema di calcolo è quello a impalcato a graticcio di travi e trasversi, questi ultimi computati nello spessore della soletta che funge da elemento di ripartizione trasversale dei carichi in assenza di trasversi estradossati. Le singole travi sono verificate con schema di prima fase, tipo trave isostatica su due appoggi con luce di calcolo pari a quella all'interasse tra gli appoggi longitudinali valutata in 20.6 m, mentre con un modello a telaio per la fase di esercizio. Sopra tali travi è previsto un getto integrativo collaborante di calcestruzzo per uno spessore medio pari a 30 cm

Per quanto riguarda il regime statico delle travi, si individuano due distinti schemi statici:

- Prima fase: sono attive soltanto le travi prefabbricate, di luce netta pari a 20.60 m. Il carico di progetto, in questa fase, è costituito da peso proprio della trave prefabbricata e getto integrativo e presenta un comportamento di trave semplicemente appoggiata. Lo spessore complessivo della soletta è pari a 30 cm.
- Seconda fase: la soletta è interamente reagente e l'impalcato si comporta come piastra ortotropa incastrata sulle spalle. I carichi agenti sono i permanenti portati e i carichi mobili.

3.2.2 SOLETTA D'IMPALCATO GETTATA IN OPERA

La soletta in c.a. ordinario, di spessore costante pari a 30 cm, ha pendenza trasversale nulla. Il getto della soletta d'impalcato avviene a completamento all'estradosso delle travi prefabbricate. Per la realizzazione del getto si prevede l'uso di dalle prefabbricate dello spessore di 5 cm, ottenendo uno spessore netto della soletta di 25 cm.

Lo spessore medio della soletta, incluso quello delle travi prefabbricate conduce quindi ad una altezza strutturale complessiva della sezione pari a $1.20 + 0,30 = 1.50$ m.

La soletta sarà resa collaborante alle sottostanti travi prefabbricate mediante staffe emergenti all'estradosso superiore delle travi.

3.2.3 SOTTOSTRUTTURE: SPALLE

Le sottostrutture del ponte sono costituite da spalle in c.a. ordinario.

Le spalle presentano una sede di appoggio larga 160 cm in cui alloggiare le travi prefabbricate per una profondità di 60 cm. A tergo è prevista la costruzione di un muro "paraghiaia" di spessore 100 cm che permette di realizzare un vincolo di continuità tra trave prefabbricata e fusto della spalla. Tale muro posteriore viene gettato in concomitanza con la realizzazione della soletta di completamento dell'impalcato. Nelle zone di estremità sono previsti dei muri di risvolto opportunamente sagomati.

3.2.4 APPOGGI

Non sono previsti veri apparecchi d'appoggio in quanto le travi prefabbricate verranno poggiate direttamente a contatto con l'estradosso superiore del muro frontale di spalla.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PREVISTI IN PROGETTO

Si riportano, di seguito, le indicazioni sui materiali e sulle loro caratteristiche utilizzati nell'ambito della progettazione strutturale.

4.1 CALCESTRUZZO

Per tutte le classi di calcestruzzo di seguito riportate si assume:

Coefficiente di Poisson $\nu=0,15$ (non fessurato) $\nu=0$ (fessurato)

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

4.1.1 CALCESTRUZZO CLASSE C 28/35

Il calcestruzzo strutturale di classe C28/35 viene adottato per le strutture di fondazione ed elevazione delle spalle.

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale:

- Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 35,0 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 29,5 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $f_{cm} = 37,05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 2,83 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,98 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,32 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 32.588,0 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a compressione SLE_R $\sigma_c = 17,43 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a compressione SLE_{QP} $\sigma_c = 13,07 \text{ N/mm}^2$

4.1.2 CALCESTRUZZO CLASSE C 32/40

Il calcestruzzo strutturale di classe C32/40 viene adottato per parte delle strutture in elevazione tipo: getto di completamento per la soletta in c.a.o.

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale:

- Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 40,0 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $f_{cm} = 41,20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 3,10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,45 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 33.345,0 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a compressione SLE_R $\sigma_c = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a compressione SLE_{QP} $\sigma_c = 14,94 \text{ N/mm}^2$

4.1.3 CALCESTRUZZO CLASSE C 45/55

Il calcestruzzo strutturale di classe C40/55 viene adottato per parte delle strutture in elevazione tipo: travi prefabbricate in c.a.p.

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale:

- Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 55,0 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 45,65 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 27,72 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $f_{cm} = 53,65 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 3,83 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2,68 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 36.416,0 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione al tiro $f_{ckj} = 41.66 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a compressione $t_0 = 15 \text{ gg}$ $\sigma_{c0} = 29.16 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a compressione SLE_R $\sigma_c = 27,39 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a compressione SLE_{QP} $\sigma_c = 20,54 \text{ N/mm}^2$

4.2 ACCIAIO

4.2.1 ACCIAIO PER ARMATURE DI STRUTTURE IN C.A.

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C bonificato saldabile avente:

- Resistenza caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1.15$
- Resistenza di calcolo $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
- Caratteristiche di duttilità $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$ $(f_t / f_{ynom})_k \leq 1.25$
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
- Modulo elastico $E_s = 2.060.000,0 \text{ N/mm}^2$
- Tensione a trazione SLE_R $0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

4.2.2 ACCIAIO PER ARMATURE DI STRUTTURE IN C.A.P.

Trefoli in acciaio armonico ad alto limite elastico stabilizzati al rilassamento avente:

- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1.15$
- Tensione caratteristica 1% di deformazione residua $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{p(1)k} / \gamma_s \geq 1452 \text{ N/mm}^2$

- Tensione tiro il minimo di: $\sigma_{spi} = 0.9 \times f_{p(1)k} = 1503 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{spi} = 0.8 \times f_{ptk} = 1488 \text{ N/mm}^2$
- In entrambe i casi è ammessa una sovratensione pari a $0.05 f_{p(1)k} = 84 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento $(Agt)_k \geq 3.5\%$
- Modulo elastico $E_s = 1.950.000 \text{ N/mm}^2$

Cadute di tensione per rilassamento

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t ad una temperatura di $20 \text{ }^\circ\text{C}$ può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ per Classe 1}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ per Classe 2}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1,98 \rho_{1000} e^{8,0\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ per Classe 3}$$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a $20 \text{ }^\circ\text{C}$ e a partire da una tensione iniziale pari a $0,7$ della resistenza f_p del campione provato;
- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

Le prime due espressioni si applicano, rispettivamente, ai fili, trecce e trefoli a normale rilassamento ed a basso rilassamento. La terza espressione si applica alle barre laminate a caldo.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di ρ_{1000} possono essere tratti dalla Tab. 11.3.VIII, di seguito riportata.

Classe di armatura	ρ_{1000}
Classe 1 – Trecce, filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2 – Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3 – Barra laminata	4,0

5 CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

Le verifiche statiche saranno svolte con riferimento al metodo degli stati limite. Trattandosi, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema misto in calcestruzzo, per le azioni agenti vengono individuate tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

Fase 0-1: si considera il peso proprio delle strutture prefabbricate e la precompressione (ove presente). La sezione resistente corrisponde alla sola parte prefabbricata. Si considera il peso proprio del getto della soletta che, in questa fase, non è ancora reagente. La sezione resistente corrisponde alla sola parte prefabbricata.

Fase 2: si considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, cordoli, barriere di sicurezza, etc.) con sezione resistente composta da trave in c.a.o. e soletta collaborante, considerate nell'insieme, che costituisce un'unica sezione resistente in calcestruzzo.

Fase 3: corrisponde al transito dei carichi mobili con sezione resistente analoga a quella della fase 2. I carichi mobili sono desunti in accordo con NTC 08.

La modellazione sarà eseguita dividendo il comportamento trasversale da quello longitudinale. Il primo sarà rappresentato attraverso la modellazione trasversale adottata dal Massonnet mentre per il secondo si eseguirà una modellazione frame di una striscia d'impalcato pari all'interasse delle travi.

6 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni principali da considerare nel calcolo del ponte stradale sono:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e non (g_1) e carichi permanenti portati (g_2) (pavimentazione stradale, marciapiedi sicurvia, parapetti, attrezzature stradali etc..) e (g_3) (spinta delle terre, spinta dell'acqua...);
- distorsioni: ritiro (ϵ_2), variazioni termiche (ϵ_3) e viscosità (ϵ_4);
- azioni variabili: i carichi variabili da traffico (q_1) sono definiti dagli schemi di carico convenzionali e disposti su corsie convenzionali;
- incremento dinamico dei carichi mobili dovuto ad azioni dinamiche (q_2);
- azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione (q_3);
- azione centrifuga (q_4);
- azioni di vento e neve (q_5);
- azioni sismiche (q_6);
- resistenze parassite dei vincoli (q_7).
- urto dei veicoli in svio (q_8).

Nella redazione della relazione di calcolo afferente il progetto si prenderanno in esame le condizioni di carico principali e le relative combinazioni con particolare riferimento alle condizioni associate agli schemi di carico da traffico secondo quanto previsto dalla NTC08, cap. 5 "Ponti".

6.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è stato calcolato considerando l'effettiva incidenza delle travi in c.a.p. e della soletta in c.a.. A partire dal peso specifico dell'acciaio e del cemento armato si è determinato il peso per unità di lunghezza dei singoli elementi strutturali.

Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali:

$$g_{1\text{trave}} = 0,328 \text{ m}^2 \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 8,20 \text{ kN/m}$$

$$g_{1\text{soletta}} = 0,25 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1\text{dalle}} = 0,05 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

6.2 CARICHI PERMANENTI

Per i carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rin fianchi e simili) si considerano i carichi equivalenti distribuiti sulle singole travi dell'impalcato. Per la pavimentazione stradale si considera un pacchetto della sovrastruttura composto da strato di usura (spessore medio 3 cm), uno strato di collegamento tipo binder chiuso (spessore medio 7 cm) con il quale verrà sagomata la pendenza trasversale delle corsie, ed uno strato impermeabile tra i bitumi e la soletta in c.a..

Carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti): g_2

$$g_{2\text{marciapiedi}} = 0,50 \times 18,00 = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2\text{massetti}} = 0,14 \times 20,00 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2\text{pavimentazione}} = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Consideriamo gli ulteriori carichi lato bordo impalcato rappresentati dalle barriere di sicurezza, dalle barriere antiproiezione e il parapetto, rispettivamente i primi due sul lato interno ed il terzo su quello esterno del marciapiede.

$g_{2\text{sicurvia}} = 2.00 \text{ kN/m}$ (barriera di sicurezza bordo impalcato)

$g_{2\text{antiproiezione}} = 1.50 \text{ kN/m}$ (barriera antiproiezione bordo impalcato)

$g_{2\text{parapetto}} = 1.00 \text{ kN/m}$ (parapetto a bordo carreggiata)

Anche questi carichi vengono attribuiti con la relativa incidenza alla singola trave dell'impalcato, definendo un unico carico lineare uniformemente distribuito, per cui:

$g_{2\text{protezioni}} = 2 \times (2.00 + 1.50 + 1.00) / n.\text{travi} = \mathbf{0.90 \text{ kN/m}}$

Per la sola trave di bordo si considera il 100% dei carichi associati al peso della barriera dell'antiproiezione.

6.3 DISTORSIONI

6.3.1 RITIRO DELLA SOLETTA (€2)

Il ritiro uniforme dell'impalcato viene applicato come una variazione di temperatura equivalente, negativa, uniforme - 30 ° applicata alla sezione dell'impalcato, ottenuta come segue:

$$\epsilon_d = \alpha \cdot T_{eq}$$

$$\alpha = 0.000012$$

coefficiente di dilatazione termica

$$\epsilon_d = 0.36 \cdot 10^{-3}$$

ritiro uniforme

$$T_{eq} = -30^\circ$$

temperatura equivalente al ritiro

6.3.2 TEMPERATURA (€3)

Le variazioni termiche causano uno stato tensionale tra i vari componenti della struttura, si considerano :

- Variazione termica uniforme $\Delta T = +/- 30^\circ\text{C}$
- Gradiente termico

Il gradiente viene applicato come una variazione di temperatura, positiva e negativa, variabile di +/- 15/h ($^\circ\text{C/m}$).

Con riferimento alle modalità costruttive, le variazioni termiche di tipo uniforme provocano variazioni nella distribuzione delle pressioni dovute al terrapieno presente dietro le spalle. Tale effetto verrà descritto in maggior dettaglio nel paragrafo relativo alla spinta delle terre.

6.4 AZIONI VARIABILI - AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dal D.M. 14.01.2008 secondo gli schemi di carico convenzionali disposti su corsie convenzionali posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1° e 2° Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II – NTC 2008):

corsia n. 1 Carico asse Q_{ik} : 300 kN + Carico distribuito q_{ik} : 9,0 kN/m²

corsia n. 2 Carico asse Q_{ik} : 200 kN + Carico distribuito q_{ik} : 2,5 kN/m²

corsia n. 3 Carico asse Q_{ik} : 100 kN + Carico distribuito q_{ik} : 2,5 kN/m²

Nel caso in esame, data la larghezza netta della sede stradale di $W=9.75$ m, si considera una larghezza delle corsie convenzionali sulla carreggiata pari a 3.0 m ed il massimo numero intero possibile di tali corsie sulla stessa risulta pari a 3. Le corsie convenzionali dato il caso specifico sono disposte in modo da essere attigue l'una alle altre, senza la possibilità che venga lasciato un margine tra loro come invece mostrato in figura (Figura 5.1.1 – NTC 08).

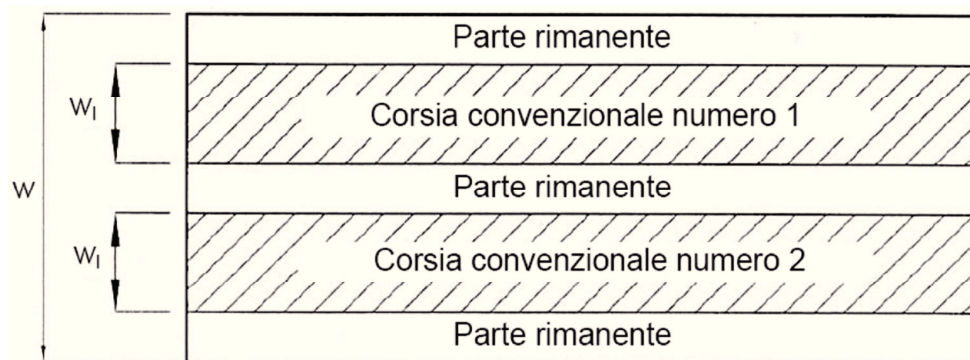


Figura 2: Estratto NTC08 p.to 5.1.3.3.2 – Esempio di numerazione delle corsie

I carichi variabili da traffico sono definiti da 6 schemi di carico disposti su corsie convenzionali in funzione della larghezza della geometria del ponte.

6.4.1 SCHEMI DI CARICO.

Le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

- Schema di Carico 1:

È costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 1 – Estratto NTC08 p.to 5.1.3.3.5 – Schemi di carico. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

- Schema di Carico 2:

È costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 1. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a

riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200kN.

- Schema di Carico 3:

È costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvìa.

- Schema di Carico 4:

È costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvìa e sulle passerelle pedonali.

- Schema di Carico 5:

È costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

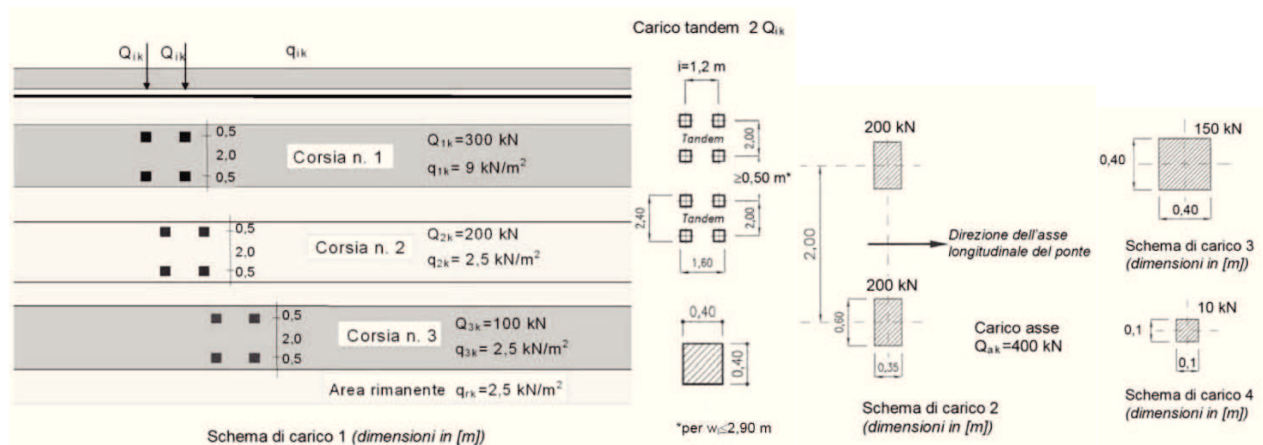


Figura 3: Estratto NTC08 p.to 5.1.3.3.5 – Schemi di carico

Le azioni variabili da traffico gravanti sulla soletta superiore sono definite dallo **schema di carico 1** con la seguente disposizione:

- Colonna di carico 1: un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte) e un carico ripartito $q_{i,k}$ da 9.0kN/m²;
- Colonna di carico 2: un mezzo convenzionale da 400kN a due assi da 200 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte) e un carico ripartito $q_{i,k}$ da 2.50kN/m²;
- Colonna di carico 3: un mezzo convenzionale da 200kN a due assi da 100 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte) e un carico ripartito $q_{i,k}$ da 2.50kN/m²;
- Area rimanente: carico ripartito $q_{r,k}$ da 2.50kN/m².

6.5 INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI

L'entità dei carichi mobili non deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici in quanto come ribadito dalla NTC08, i carichi mobili degli schemi precedenti includono gli effetti

dinamici. Ove fosse ritenuto necessario, in corrispondenza di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 .

6.6 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

La forza di frenamento q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$q_3 = 0,6 \times (2 \times Q_{ik}) + 0,1 \times q_{ik} \times w_1 \times L =$$

$$q_3 = 0,6 \times (2 \times 300,0 \text{ kN}) + 0,1 \times 9,0 \text{ kN/m} \times 3,00 \text{ m} \times 23,2 \text{ m} = 422,64 \text{ kN}$$

Questa è l'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione di competenza dell'intero impalcato, utile al dimensionamento anche degli apparecchi di appoggio, ovvero nel caso della singola trave corrispondono ad un'azione orizzontale pari a:

$$q_{3 \text{ trave}} = 422,64 / n_{\text{travi}} = 42,26 \text{ kN}$$

6.7 AZIONE CENTRIFUGA

Gli effetti dell'azione centrifuga non producono azioni sulla struttura in quanto priva di un raggio di curvatura significativo, ovvero $R > 1500 \text{ m}$ (NTC08 p.to 5.1.3.6).

6.8 AZIONE VENTO

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione statica equivalente funzione della posizione geomorfologica della struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

In funzione della posizione e delle caratteristiche della struttura del ponte, si è assunta una pressione orizzontale $p_v = 1000 \text{ N/m}^2$ agente sulla superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila a parete rettangolare alta 3,00 m

$$A = (1,5 + 3,00) = 4,50 \text{ m}$$

$$q_5 = 1000 \text{ N/m}^2 \times 4,5 \text{ m} = 4,5 \text{ kN/m}$$

Le azioni dovute al vento non vengono prese in esame risultando non rilevanti ai fini della progettazione.

6.9 AZIONI SISMICHE

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico mentre la componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento della struttura, che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U : $V_R = V_N \cdot C_U$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è: $P_{VR}(SLV) = 10\%$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - V_R / \ln(1-P_{VR})$$

<i>OPERA</i>	<i>Vita Nominale [anni]</i>	<i>Classe d'uso</i>	<i>Coefficiente d'uso</i>	<i>Periodo di Riferimento [anni]</i>	<i>Periodo di ritorno SLV [anni]</i>
Ponte L= 10.00 m	50	IV	2	100	949

Si riportano i parametri sismici relativi all'opera in oggetto, in funzione del periodo di ritorno del sisma definito nella tabella precedente ($V_N=100$ anni e Classe d'uso IV) e della categoria di sottosuolo:

ag → accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (ST).



Latitudine (WGS84)	43.16951255	Longitudine (WGS84)	11.28357053	
Latitudine (ED50)	43.171259	Longitudine (ED50)	11.284675	
Altitudine (mt)	168			
Classe dell'edificio	IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche			
Vita Nominale Struttura	50			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	100			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	60	0.064	2.525	0.255
Danno	101	0.080	2.505	0.260
Salvaguardia Vita	949	0.174	2.499	0.280
Prevenzione Collasso	1950	0.212	2.529	0.287

In corrispondenza del sito i parametri sopra riportati assumono i seguenti valori:

		SLD	SLV
a_g	g	0.080	0.174
F_o		2.505	2.499
T^*_c	s	0.260	0.280

Tabella 6-1: parametri di riferimento per l'analisi sismica

Per quanto riguarda la categoria del suolo, dalla quale dipende l'effetto della risposta sismica locale, può essere classificata come di tipo C, "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180m/s e 360m/s". Tale assunzione è stata fatta sulla base di quanto riportato nel paragrafo della caratterizzazione dei terreni di fondazione. Inoltre la categoria topografica a cui si può assimilare è quella T1, le cui caratteristiche sono quelle di superficie pianeggiante con pendii di inclinazione inferiore a 15°.

Una volta definita la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche si possono calcolare i valori dei parametri S_s , C_c e S_T secondo le espressioni riportate nelle tabelle di normativa 3.2.V e 3.2.VI. Nel caso in esame, ossia per categoria di sottosuolo B e categoria topografica T1, si ha:

$$S_s = 1.7 - 0.6 \cdot F_o \cdot a_g / g \quad (\text{con valori limite } 1.0 \leq S_s \leq 1.5)$$

$$C_c = 1.05 \cdot (T^* c)^{-0.33}$$

$$S_T = 1$$

Una volta definiti i parametri di riferimento, la probabilità di superamento del periodo di riferimento, e i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica si definisce lo spettro di risposta elastico in accelerazione valutando i periodi che definiscono i diversi tratti ad accelerazione costante, a velocità costante ed a spostamento costante:

$$T_C = C_c \cdot T^* c \quad \text{inizio tratto dello spettro a velocità costante}$$

$$T_B = T_C / 3 \quad \text{inizio tratto dello spettro ad accelerazione costante}$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad \text{inizio tratto dello spettro a spostamento costante}$$

E' possibile svolgere tutto il calcolo automaticamente, tramite il programma "Spettri NTC", reperibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano le immagini e i risultati di questo programma.

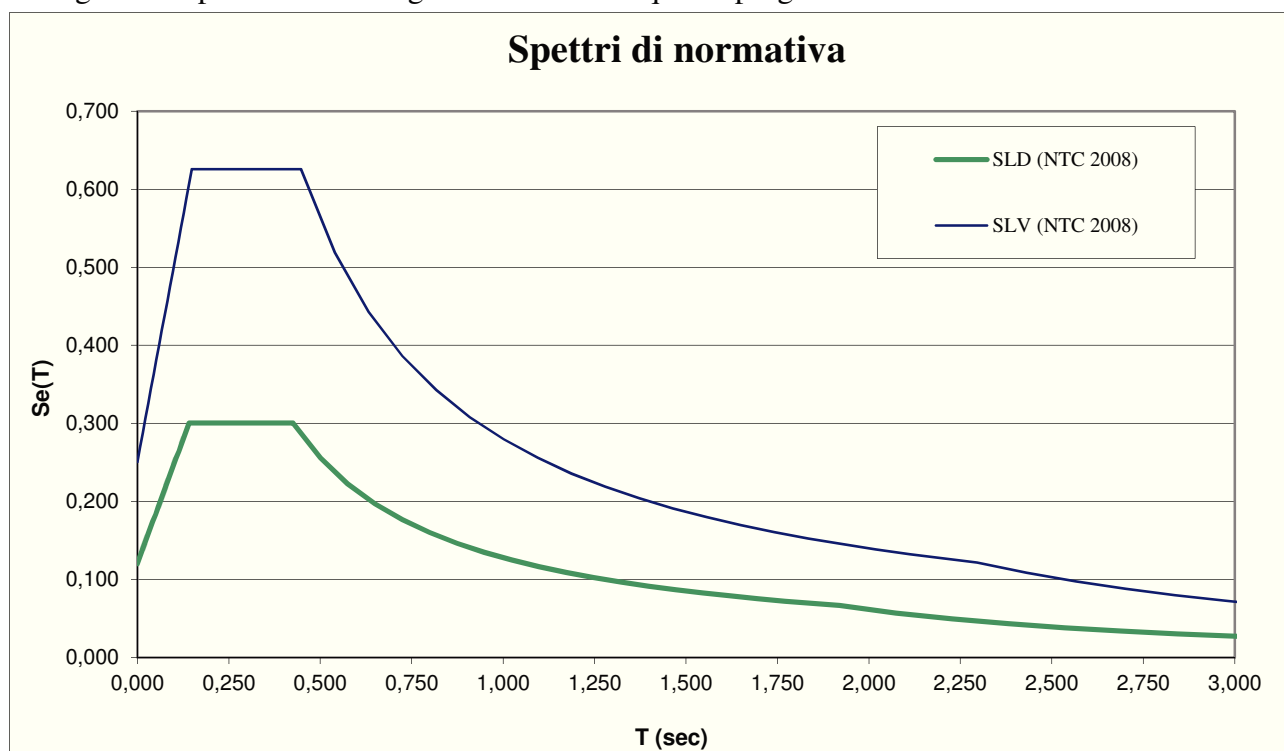


Figura 4: spettri elastici

Parametri indipendenti		
Stato Limite	SLV	SLD
a_g	0.080	0.174
F_o	2.505	2.499

Parametri dipendenti		
Stato Limite	SLV	SLD
S	1.500	1.439
T_B	0.142	0.149

T_C^*	0.260	0.280	T_C	0.426	0.447
S_s	1.500	1.439	T_D	1.920	2.296
S_t	1.000	1.000			

6.9.1 DEFINIZIONE FATTORE DI STRUTTURA

Ai fini del progetto e della verifica le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra-resistenza, dell'incremento del suo periodo a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, e lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle espressioni viste per lo spettro elastico il fattore h con $1/q$, dove q è il fattore di struttura di seguito definito. Per la struttura in oggetto, con riferimento alla tabella 7.9.I presenta al § 7 delle NTC-08 il fattore di struttura adottato e il seguente: $q = 1.0$ Spalle rigidamente connesse con l'impalcato – strutture che si muovono col terreno

Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Pile in cemento armato		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 λ
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 λ
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,0
Pile con controventi concentrici	1,5	2,5
Pile con controventi eccentrici	-	3,5
Spalle rigidamente connesse con l'impalcato		
In generale	1,5	1,5
Strutture che si muovono col terreno ⁷	1,0	1,0
Archi	1,2	2,0

Sempre il D.M. del 14 gennaio 2008 prescrive "... per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

L'analisi della risposta è stata eseguita in campo lineare pertanto è possibile calcolare la risposta separatamente per ciascuna componente e combinare gli effetti.

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

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

con $\psi_{2,j} = 0.2$ per i carichi dovuti al transito dei mezzi.

Nella verifica dei pali delle spalle si terrà conto della concomitanza del sima in direzione longitudinale (preponderante) con una aliquota pari al 30% in direzione trasversale.

6.10 SPINTA DELLA TERRA SULLE SPALLE (G3)

Per determinare l'azione della spinta delle terre si è fatto riferimento alle condizioni di spinta in quiete; la struttura è interessata dalla falda essendo questa ad una quota piano campagna. Nel calcolo della spinta del terreno si è trascurato l'effetto della coesione.

6.10.1 SPINTA S_T

I parametri del terreno di rinterro sono:

angolo di attrito	34 °
$\Phi_{M1} =$	0.52 rad
$\Phi_{M2} =$	0.43 rad
$\gamma =$	19.0 kN/mc
$K_o = 1 - \sin \phi$	
$k_o (M1) =$	0.441
$k_o (M2) =$	0.580

La spinta del terreno è stata applicata agli elementi come una pressione in direzione normale alla superficie, adottando la seguente formulazione:

Combinazione A1-M1

$$\sigma_h(z) = K_{oM1} (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f)) + \gamma_w \cdot (z - Q_f)$$

Combinazione A2-M2

$$\sigma_h(z) = K_{oM2} (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f)) + \gamma_w \cdot (z - Q_f)$$

Il carattere peculiare dei ponti integrali è rappresentato dalla realizzazione della continuità strutturale tra impalcato e spalla. Da questa prospettiva si può quindi intuire come la tradizionale cinematica del ponte viene spostata dai dispositivi di appoggio tra trave e spalla all'interazione spalla-terreno di riempimento. Si hanno infatti due condizioni limite del ponte integrale: la condizione di massima espansione raggiunta in estate e la condizione di massima contrazione raggiunta in inverno, che generano una variazione di spinta a tergo delle spalle. La valutazione della spinta posteriore nel caso in esame si determina in funzione della relazione seguente (Springman 1996):

$$K^* = \left(\frac{d}{0,05H} \right)^{0.4} K_p$$

Il valore del nuovo coefficiente di spinta è stato applicato per determinare il valore delle spinte come un fattore amplificativo o riduttivo della spinta in quiete in funzione degli spostamenti delle spalle.

6.10.2 SPINTA S_Q

Si assume un carico accidentale stradale di 20 kN/mq agente sul terreno. L'incremento della pressione sulla superficie è data dai seguenti valori, rispettivamente per la condizione M1 ed M2:

$$\Delta\sigma = K_{oM1} * q = 0.441 * 20 = 8.82 \text{ kN/mq}$$

$$\Delta\sigma = K_{oM2} * q = 0.580 * 20 = 11.6 \text{ kN/mq}$$

Questo valore agisce con modulo costante sull'altezza e in direzione normale alla superficie degli elementi.

6.10.3 SPINTA SISMICA

In condizione sismica si considera il modello di Wood con coefficiente di spinta:

$$k_s = a_g \times S = 0.261 \text{ g}$$

L'andamento dell'incremento sismico di spinta del terreno di rinterro dietro le pareti ha un andamento costante con l'altezza

Essendo $p = \gamma * k_s * H_{max}$, con $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$.

6.11 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI

Assumono significato nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Non risulta questa la fattispecie ricorrente per l'impalcato in esame.

7 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al capitolo 2 delle nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC08). Per quanto riguarda gli stati limite ultimi dovremo effettuare le seguenti verifiche:

- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{G3} \cdot G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione fondamentale Simica

$$E + G_1 + G_2 + G_3 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

- Combinazioni fondamentali SLE

Rara

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Frequente:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Quasi permanente

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare le seguenti combinazioni:

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

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

Figura 5: Estratto NTC08 p.to 5.1.3.12 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Si arriva quindi a determinare le seguenti combinazioni di carico, con i coefficienti parziali di sicurezza γ e i coefficienti ψ ricavati rispettivamente dalle tabelle 5.1.V e 5.1.VI estratte dalle NTC08 al p.to 5.1.3.12, di seguito riportate.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)	
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0	
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00		Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0	
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00		Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0	
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30		Schema 2	0,0	0,75	0,0	
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00		2	0,0	0,0	0,0	
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15		3	0,0	0,0	0,0	
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00		4 (folla)	----	0,75	0,0	
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30		5	0,0	0,0	0,0	
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00		Vento q_s	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00			SLU e SLE	0,8	----	0,0
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00	Esecuzione	0,6				
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00	Vento a ponte carico	0,6				
						Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0	
							Esecuzione	0,8	0,6	0,5	
						Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5	

Figura 6: Estratto NTC08 p.to 5.1.3.12 – Coeff. parziali di sicurezza per combinazioni agli SLU

Lo schema delle combinazione è il seguente, dalle quali si estrarranno le principali:

$$\sum_{j=1} (1,35 G_{kj,sup} \text{ or } 1,00 G_{kj,inf}) \text{ "+" } (1,00 \text{ or } 0) \times S \text{ "+"}$$

Leading action, ↓ gr1a	accompanying ↓
$1,35 \times (7S + UDL + q_{fk}^*) + 1,5 \times \left\{ \begin{array}{l} \min(0,6 F_{Wk}, F_w^*) \\ \text{or } 0,6 T_k \end{array} \right\}$	
$1,35 \text{ gr1b}$	
$1,35 \text{ gr2} + 1,5 \times 0,6 T_k$	
$1,35 (\text{gr3 or gr4}) + 1,5 \times 0,6 T_k$	
$1,35 \text{ gr5}$	
$1,5 T_k + 1,35 \times (0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*)$	
$1,5 F_{Wk}$	
$1,5 Q_{Sn,k}$	
$\psi_0 \text{gr1a}$	

Combinazione SLU_1 - (A1-M1)

$$1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,35 \cdot G_3 + 1,0 \cdot P + 1,2 \cdot (\varepsilon_2 \pm 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,35 \cdot Q_{K1}(q_{1_ts}) + 1,35 \cdot Q_{K1}(q_{1_udl}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{K5}(q_5)$$

Combinazione SLU_2a - (A1-M1)

$$1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,35 \cdot G_3 + 1,0 \cdot P + 1,2 \cdot (\varepsilon_2 \pm 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,35 \cdot 0,75 \cdot Q_{K1}(q_{1_ts}) + 1,35 \cdot 0,40 \cdot Q_{K1}(q_{1_udl}) + 1,35 \cdot Q_{K3}(q_3) + 1,5 \cdot 0,60 \cdot Q_{K5}(q_5)$$

Combinazione SLU_2b - (A1-M1)

$$1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,35 \cdot G_3 + 1,0 \cdot P + 1,2 \cdot (\varepsilon_2 \pm 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,35 \cdot 0,75 \cdot Q_{K1}(q_{1_ts}) + 1,35 \cdot 0,40 \cdot Q_{K1}(q_{1_udl}) + 1,35 \cdot Q_{K4}(q_4) + 1,5 \cdot 0,60 \cdot Q_{K5}(q_5)$$

Combinazione SLU_vento - (A1-M1)

$$1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,2 \cdot (\varepsilon_2 + 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,5 \cdot Q_{K5}(q_5)$$

Combinazione SLU_1 - (A2-M2)

$$1,0 \cdot G_1 + 1,30 \cdot G_2 + 1,0 \cdot G_3 + 1,0 \cdot P + 1,0 \cdot (\varepsilon_2 \pm 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,15 \cdot Q_{K1}(q_{1_ts}) + 1,15 \cdot Q_{K1}(q_{1_udl}) + 1,3 \cdot 0,6 \cdot Q_{K5}(q_5)$$

Combinazione SLU_2a - (A2-M2)

$$1,0 \cdot G_1 + 1,30 \cdot G_2 + 1,0 \cdot G_3 + 1,0 \cdot P + 1,0 \cdot (\varepsilon_2 \pm 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,15 \cdot 0,75 \cdot Q_{K1}(q_{1_ts}) + 1,15 \cdot 0,40 \cdot Q_{K1}(q_{1_udl}) + 1,15 \cdot Q_{K3}(q_3) + 1,3 \cdot 0,60 \cdot Q_{K5}(q_5)$$

Combinazione SLU_2b - (A2-M2)

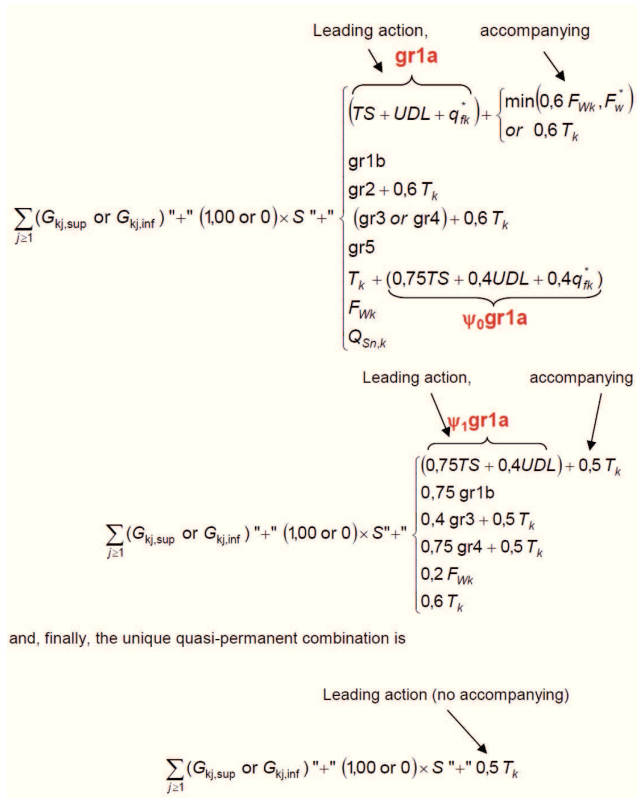
$$1,0 \cdot G_1 + 1,30 \cdot G_2 + 1,0 \cdot G_3 + 1,0 \cdot P + 1,0 \cdot (\varepsilon_2 \pm 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,15 \cdot 0,75 \cdot Q_{K1}(q_{1_ts}) + 1,15 \cdot 0,40 \cdot Q_{K1}(q_{1_udl}) + 1,15 \cdot Q_{K4}(q_4) + 1,3 \cdot 0,60 \cdot Q_{K5}(q_5)$$

Per le combinazioni di tipo sismico si prenderanno in esame esclusivamente le due seguenti in cui si è considerato come detto in precedenza la presenza di un'aliquota dei carichi accidentali pari al 20%:

Combinazione SLV_E1

$$G_1 + G_2 + G_3 + 0,2 \cdot (Q_{1_ts} + Q_{1_udl}) + E_X + 0,3 E_Y + 0,3 E_Z$$

Con riferimento alle combinazioni allo stato limite di esercizio si seguirà lo schema sotto riportato dal quale si estrarranno esclusivamente le combinazioni principali:



Combinazione SLE_1

Rara

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + (\varepsilon_2 + 0,60 \cdot \varepsilon_3) + Q_{K1}(q1_schema1) + 0,40 \cdot Q_{K1}(q1_schema5)$$

Frequente

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + (\varepsilon_2 + 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 0,75 \cdot Q_{K1}(q1_schema1) + 0,40 \cdot Q_{K1}(q1_schema5)$$

Quasi permanente

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + (\varepsilon_2 + 0,50 \cdot \varepsilon_3)$$

8 VALUTAZIONE DELLE AZIONI

8.1 MODELLAZIONE TRASVERSALE

Per determinare la distribuzione del carico accidentale trasversalmente si adotta l'ipotesi di ripartizione dei carichi secondo Massonnet. Il metodo consiste nell'assimilare il graticcio di travi e traversi ad una piastra ortotropa nella quale l'ortotropia non sia data dalla diversità dei legami costitutivi in due direzioni ortogonali, bensì dalla differenza delle rigidezze flessionali e torsionali nelle due direzioni di travi e traversi. Il metodo pertanto risulta efficace per impalcati con dimensioni principali simili e con numero di traversi ipoteticamente elevato (nel nostro caso la soletta viene schematizzata come una successione di traversi continua lungo lo sviluppo longitudinale del graticcio. Il carico di progetto di pertinenza della trave è individuato attraverso l'assimilazione delle seguenti ipotesi:

- 1) il graticcio reale è assimilabile ad un graticcio a maglie infinitesime con rigidezza flessionale e torsionale medie uguali a quelle del graticcio reale, in modo tale da poter considerare una distribuzione uniforme delle caratteristiche geometriche ed elastiche;
- 2) il graticcio è semplicemente appoggiato lungo i lati più corti e soggetto ad una distribuzione longitudinale dei carichi di tipo sinusoidale.

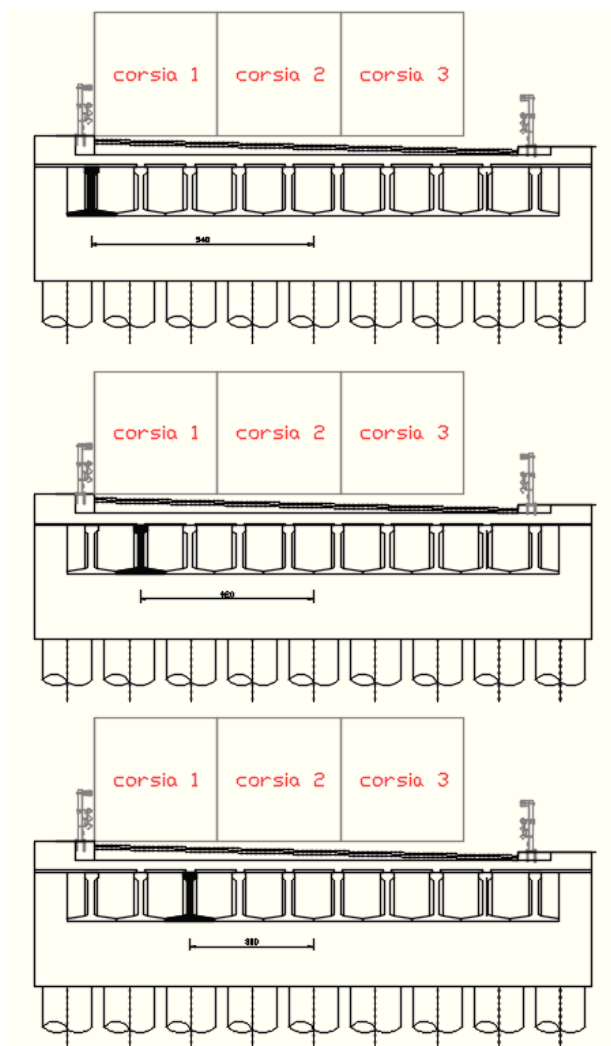


Figura 2: Schema Disposizione Colonne di Carico

dove:

Corsia 1 : sono i carichi corrispondenti al sistema tandem associato allo schema di carico n. 1 di pertinenza della corsia di carico n. 1 ed al carico distribuito associato allo schema di carico n. 1;

Corsia 2 : sono i carichi corrispondenti al sistema tandem associato allo schema di carico n. 1 di pertinenza della corsia di carico n. 2 ed al carico distribuito associato allo schema di carico n. 1;

Corsia 3 : sono i carichi corrispondenti al sistema tandem associato allo schema di carico n. 1 di pertinenza della corsia di carico n. 3 ed al carico distribuito associato allo schema di carico n. 1;

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica $2 \times B = n \times i$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si può definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet in base ai parametri dai quali dipende e precisamente:

- dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico;
- dal rapporto di rigidezza torsionale α ;
- dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale θ .

Si riportano di seguito le relazioni utilizzate per i parametri di rigidezza flessionale e torsionale, per quest'ultima si tiene conto della soletta continua collaborante attraverso la relazione completa che considera l'effetto della contrazione trasversale.

$$\theta = \frac{B}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \qquad \alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E + \nu_y \cdot \rho_P + \nu_x \cdot \rho_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_E \cdot \rho_P}}$$

Con:

$$\rho = \ddot{p} + \frac{\rho'}{1-\nu^2} \qquad \gamma = \ddot{y} + (1-\nu) \gamma'$$

\ddot{p} : rigidezza flessionale unitaria della sola trave, riferita al baricentro della sezione composta

ρ' : rigidezza flessionale unitaria della sola soletta, riferita al baricentro della sezione composta

\ddot{y} : rigidezza torsionale unitaria della sola trave calcolata alla De Saint Venant

γ' : rigidezza torsionale unitaria della soletta, calcolata come segue: $\gamma' = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{s^3}{12}$

PARAMETRI di MASSONNET

LUCE DI CALCOLO TRAVI PRINCIPALI	20.6	m
INTERASSE TRASVERSI	1	m
SEMILARGHEZZA TEORICA IMPALCATO	6	m
INTERASSE TRAVI	1.2	m
ALTEZZA TRAVE	1.25	m
SPESSORE SOLETTA	0.25	m
NUMERO TRAVI	10	-
MODULO ELASTICO TRAVE	3.63E+07	kN/mq
MODULO DI TAGLIO	1.58E+07	kN/mq

TRAVE SINGOLA			SOLETTA LONG.			SOLETTA TRASV.		
A=	0.34	mq	A=	0.3	mq	A=	0.25	mq
Y=	0.49	m	Y=	1.38	m	Y=	0.13	m
I=	0.12507	m ⁴	I=	0.06758	m ⁴	I / C=	0.0013	m ⁴
C=	0.00191	m ⁴	C=	0.00156	m ⁴			

$Y_{TRAVE_COMPOSTA}$ 0.9004 m

coeff. Omog. n 0.92

$\rho_P = 5696202$ kNm/m

$\rho_{PE} = 44271$ kNm/m

$\gamma_P = 56490$ kNm/m

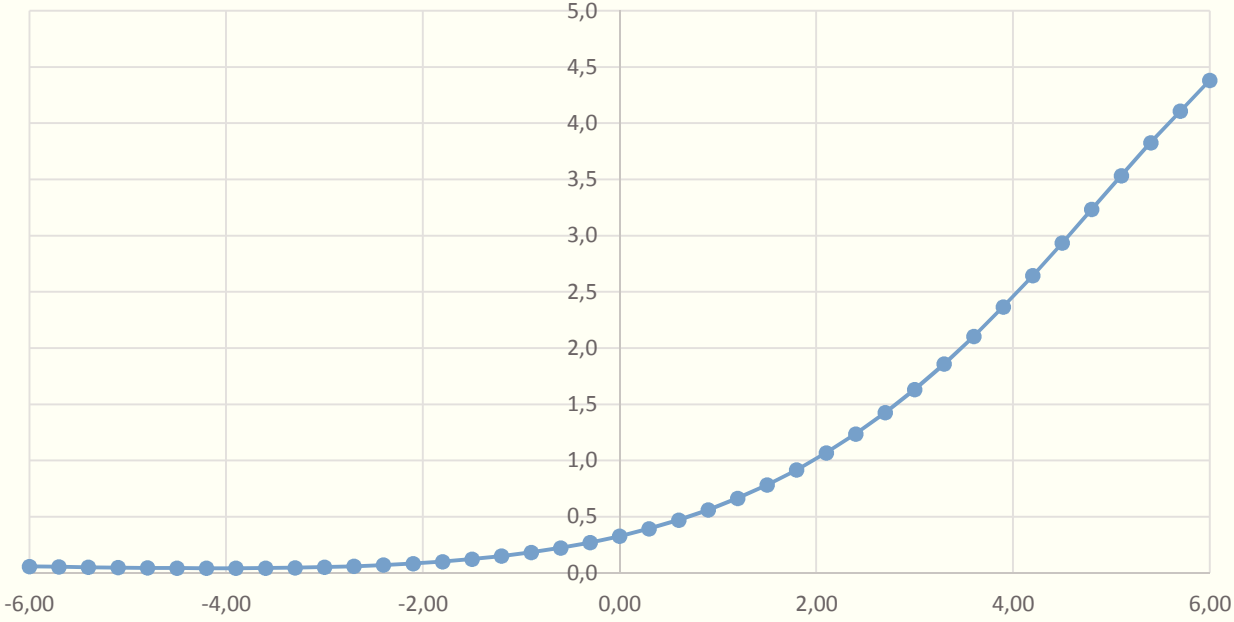
$\gamma_E = 37631$ kNm/m

$\theta = 0.981$

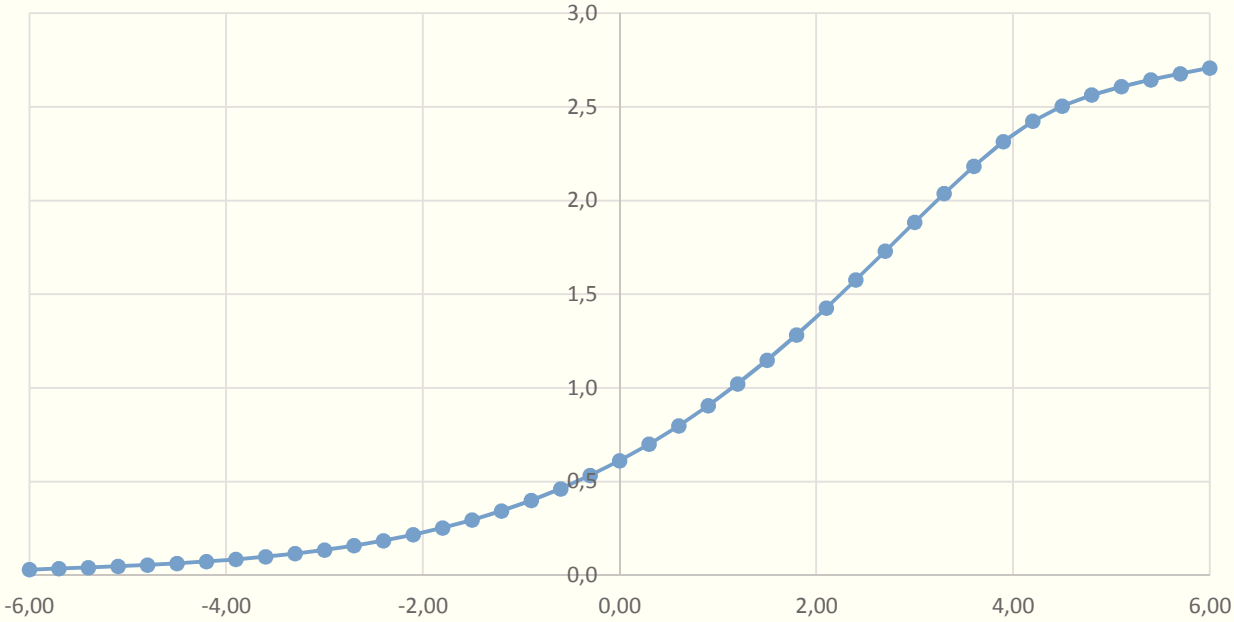
$\alpha = 0.661$

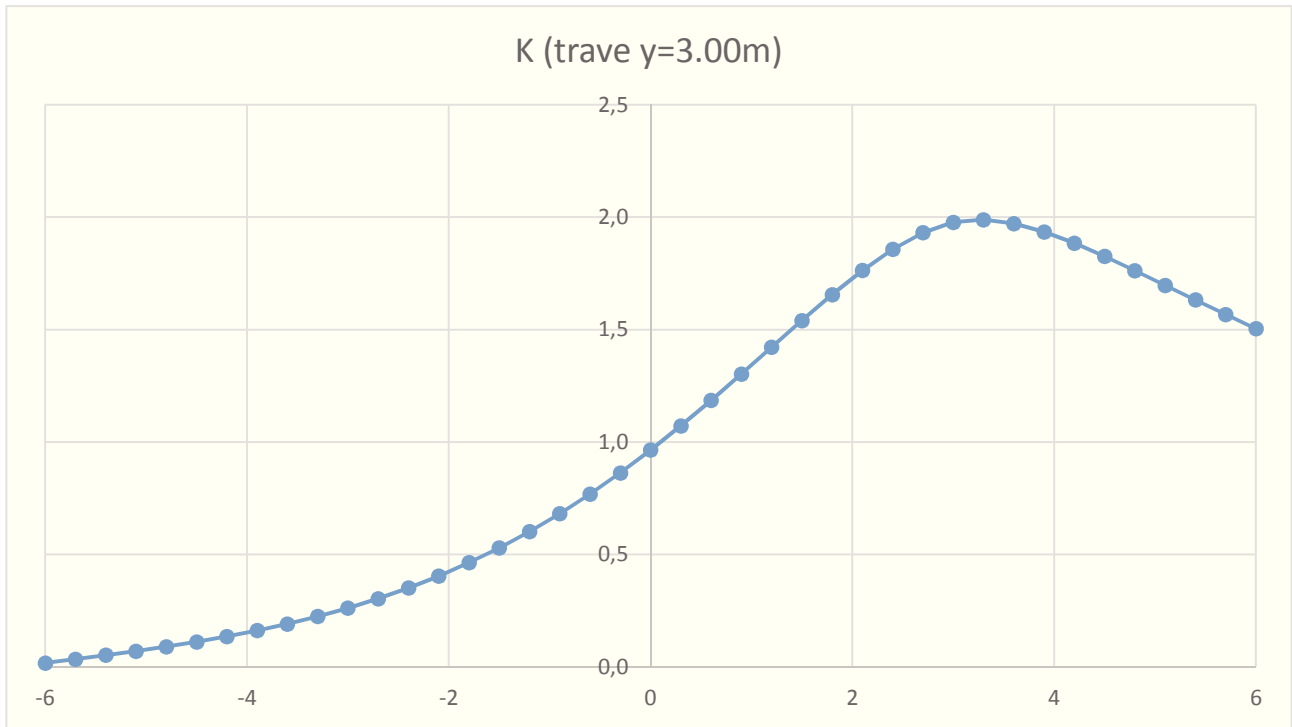
Sulla base dei parametri sopra riportati, si calcolano i coefficienti d'influenza della trave di riva e di quella intermedia rispettivamente con eccentricità $y = 5.40$ m, $y = 4.20$ m e $y = 3.00$ m :

K (trave $y=5.40m$)



K (trave $y=4.20 m$)





Sulla base dei diagrammi sopra riportati si determina il coefficiente di amplificazione dei carichi accidentali rispetto al valore medio sull'impalcato. Per determinare tale coefficiente si eseguirà la media dei valori sui singoli assi delle varie corsie di carico.

8.2 MODELLAZIONE LONGITUDINALE

Le analisi sono state realizzate per mezzo del software f.e.m. commerciale Sap 2000 (Release 14.01).

Per la fase di progettazione definitiva si è deciso di analizzare una fascia di larghezza pari a 0.80 m (pari all'interasse delle travi di cemento armato prefabbricato) e nelle analisi si è utilizzato un modello 2-D costituito prevalentemente da elementi Beam (trave). Si sono realizzati due differenti modelli, uno per simulare le fasi costruttive dell'impalcato in cui la trave prefabbricata è semplicemente appoggiata alle spalle (fase 0 e 1) ed un secondo modello del ponte per considerare le fasi di esercizio e quelle per la realizzazione delle opere di finitura (permanentemente portati). Il modello è stato realizzato con elementi così impiegati:

- Impalcato: si sono adottati elementi con sezione a T rovescia per la fase costruttiva ed a doppio T per le fasi di esercizio;
- Traversi di spalla: tratto di spalla a sezione ridotta che realizza la continuità con l'impalcato;
- Pali: sezione circolare aventi caratteristiche equivalenti al numero di pali compresi nella fascia considerata.

Il modello è stato realizzato rispettando le caratteristiche geometrico meccaniche delle singole componenti strutturali, riproponendo le corrette geometrie (variabilità delle sezioni, dimensioni in pianta ed altezza, angolazioni planimetriche) al fine di poter valutare con i corretti margini di sicurezza le condizioni d'esercizio ed eccezionali a cui potrebbe essere sottoposta la struttura.

Il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità di deformabilità ed è stata assunta costante con la profondità pari a $K_s=5000 \text{ kN/m}^3$.

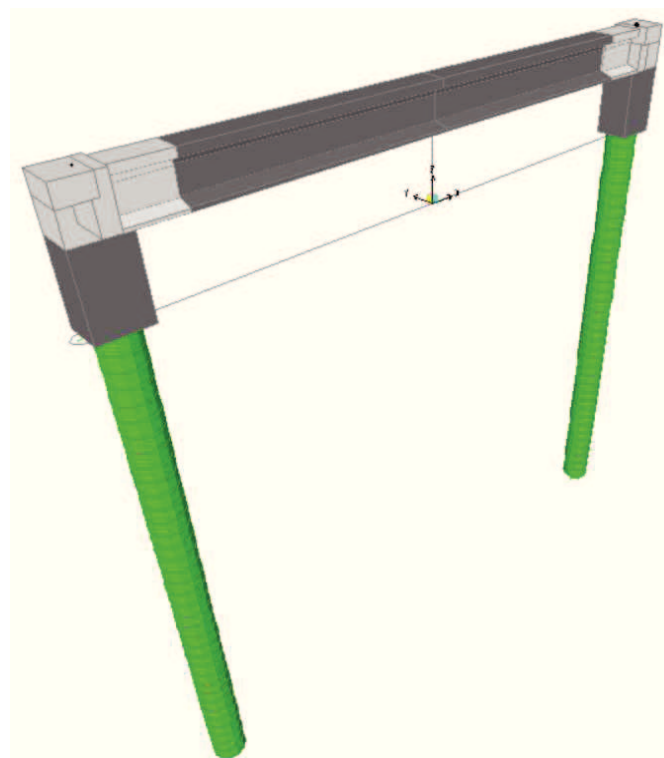


Figura 3: Vista del modello 2-D utilizzato nelle analisi

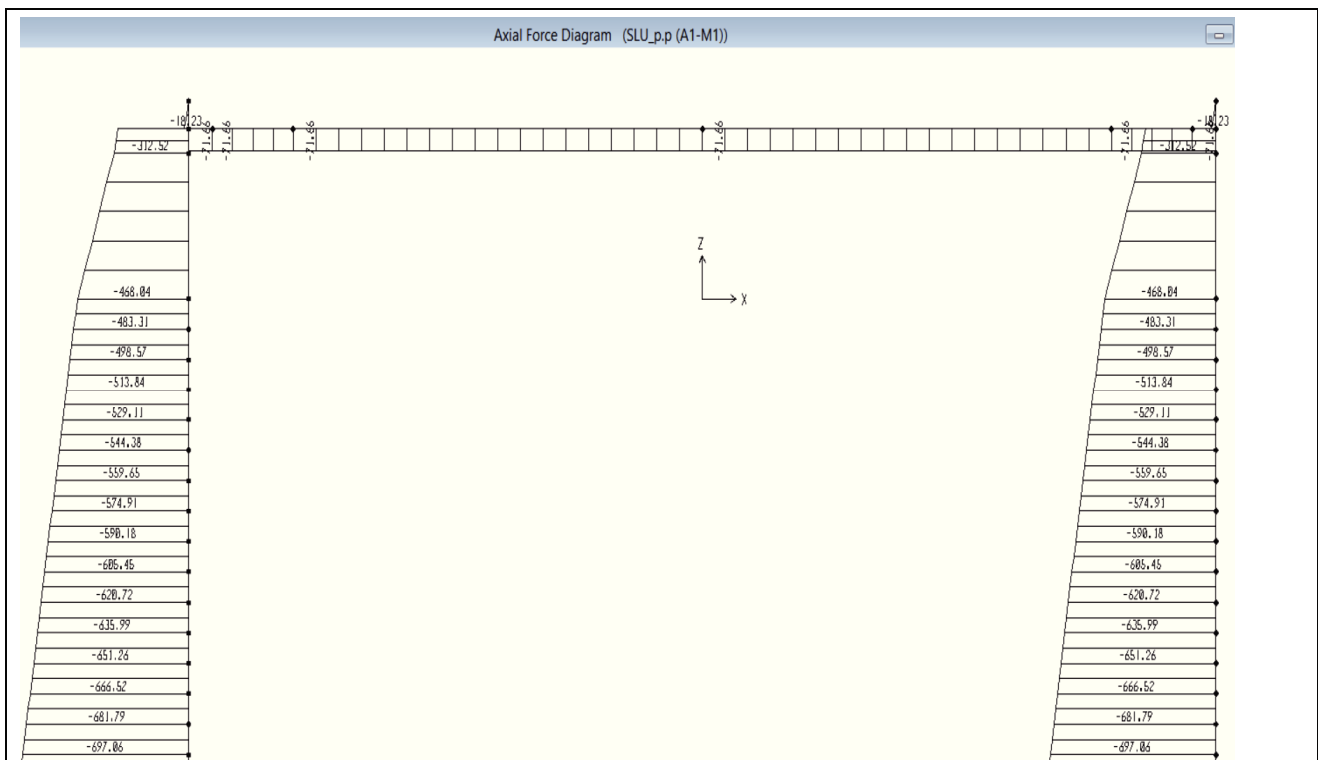
La determinazione la situazione più gravosa dei carichi in senso longitudinale si effettua facendo transitare il carico longitudinale, disponendo i carichi di maggiore intensità in modo da indurre le azioni massime e minime sulle principali sezioni di verifica.

La singola trave del graticcio, per quanto riguarda lo schema statico, può essere ricondotta ad una trave incastrata elasticamente ai piedritti, per cui individuata quella maggiormente sollecitata sulla base della disposizione più gravosa delle colonne di carico, il massimo momento flettente interesserà la sezione di mezzeria con carichi disposti simmetricamente rispetto alla stessa sezione. Mentre la massima sollecitazione di taglio sarà associata ad una disposizione dei carico Q_{ik} in prossimità della stessa sezione terminale, tale disposizione permette anche d'investigare i massimi momenti negativi all'appoggio.

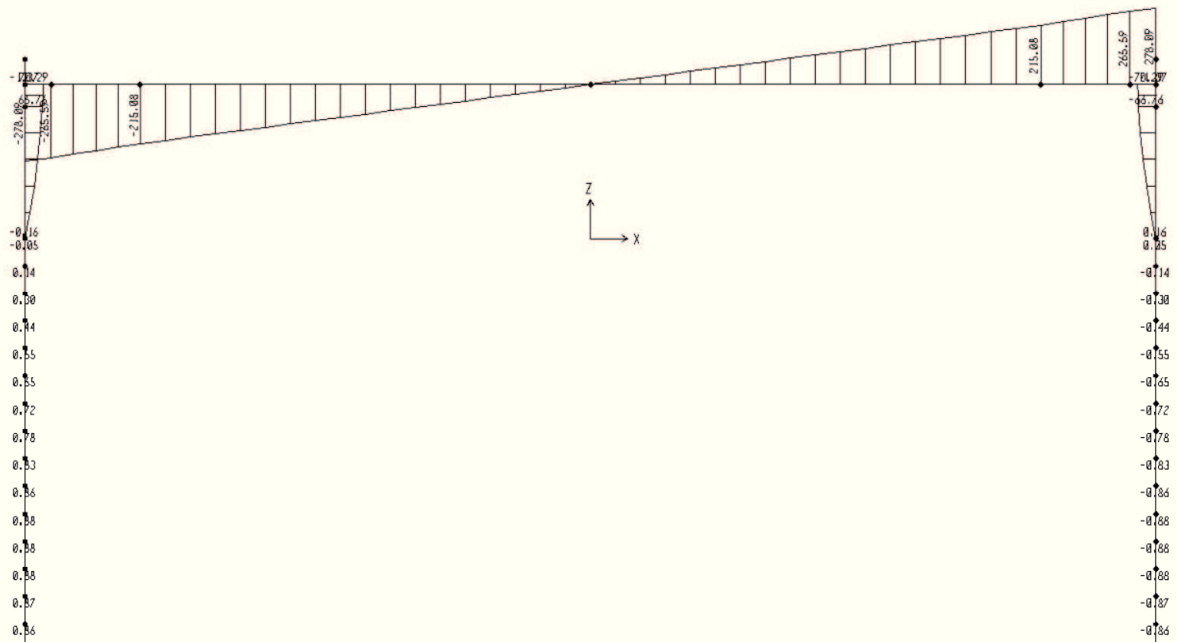
8.3 RISULTATI DELL'ANALISI

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi agli elementi finiti con riferimento agli involuipi delle combinazioni di progetto, adottate nelle verifiche sia per le fasi 0 e1 che per la fase 2 e 3.

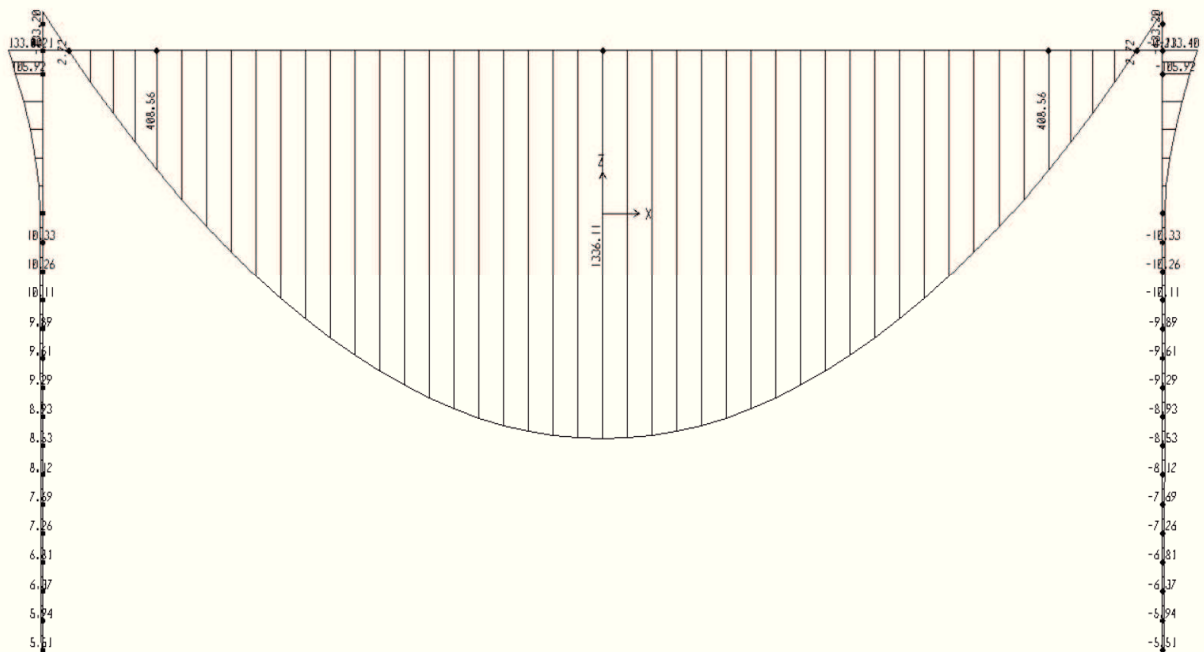
8.3.1 FASE COSTRUTTIVA – FASE 0-1



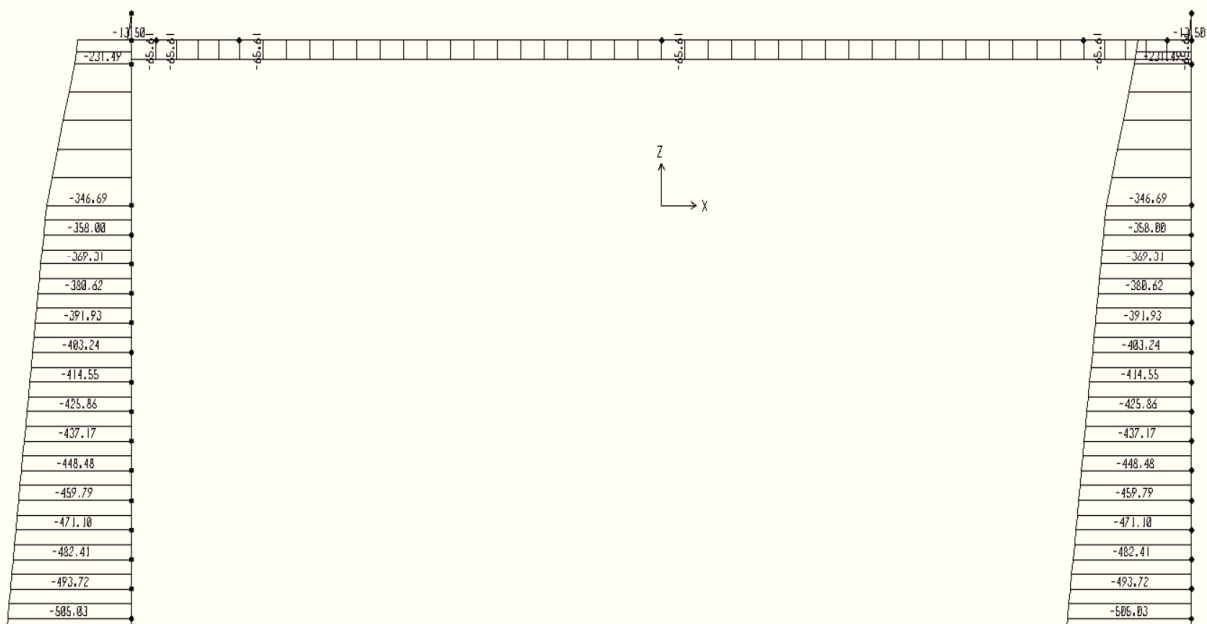
Shear Force 2-2 Diagram (SLU_p.p (A1-M1))



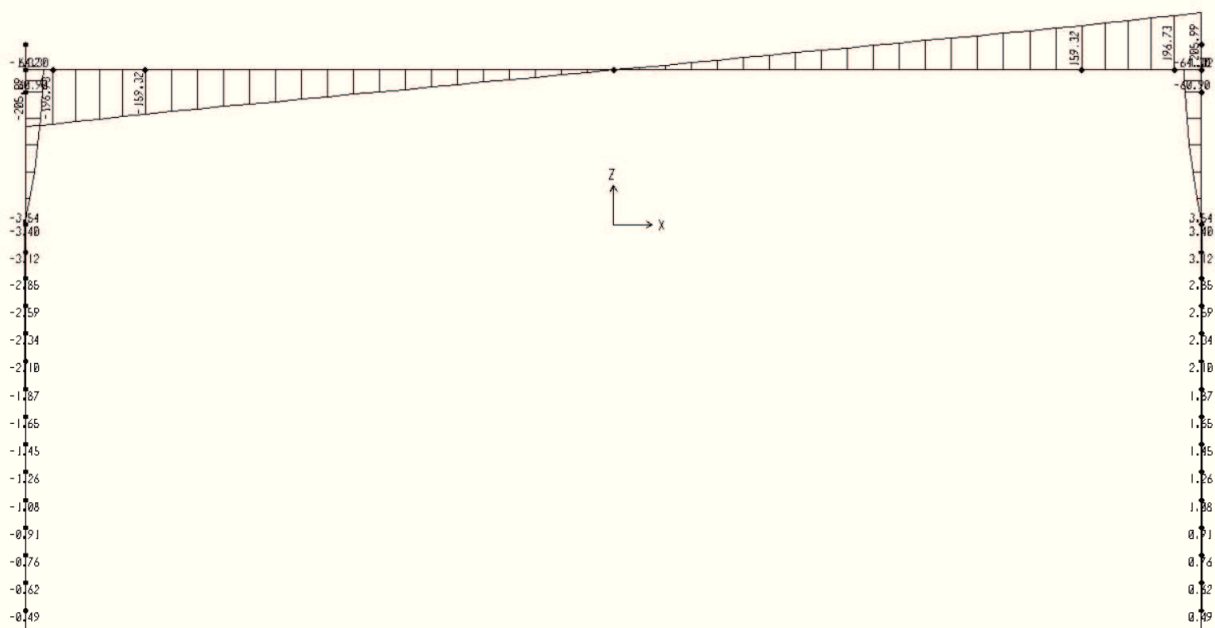
Moment 3-3 Diagram (SLU_p.p (A1-M1))



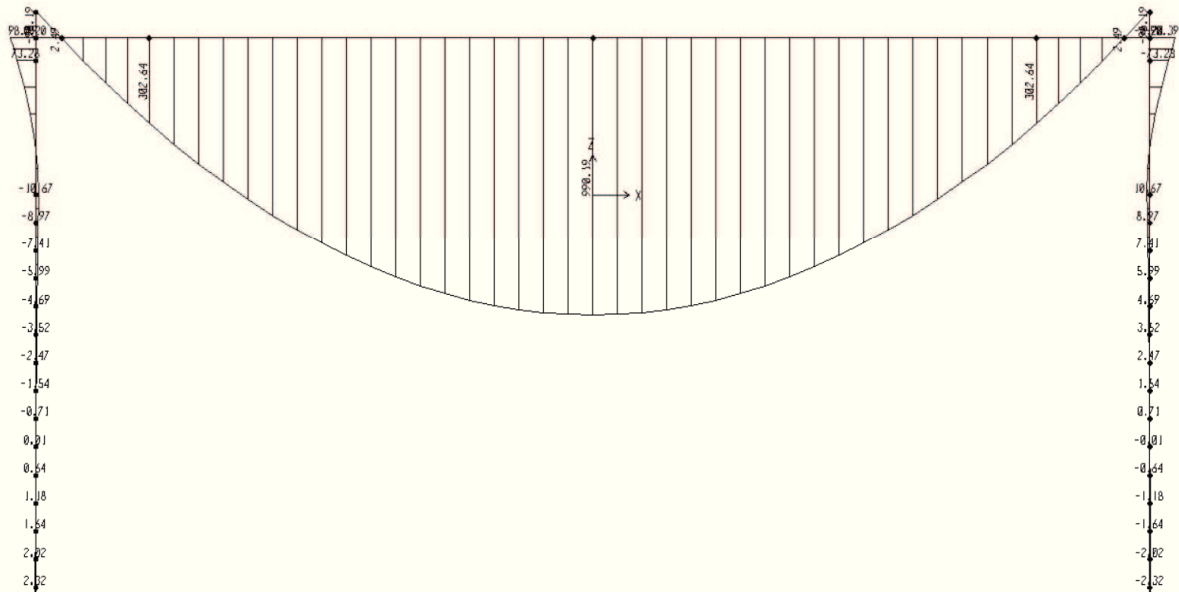
Axial Force Diagram (SLU p.p (A2-M2))



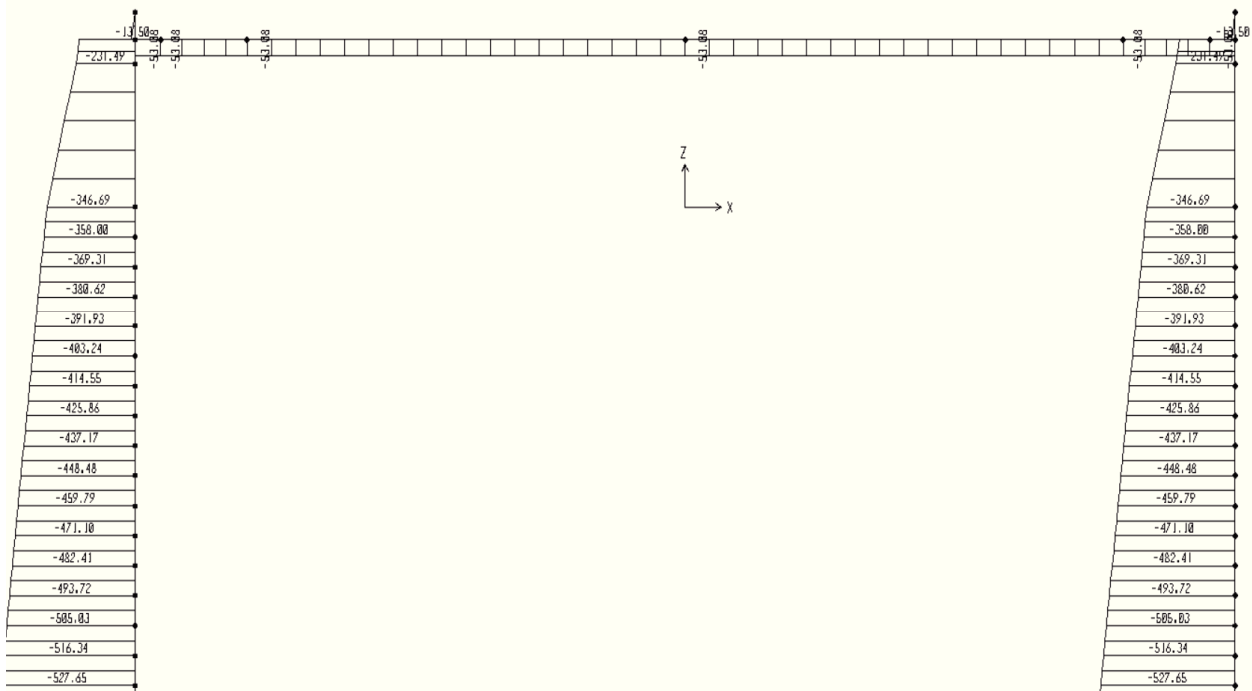
Shear Force 2-2 Diagram (SLU p.p (A2-M2))

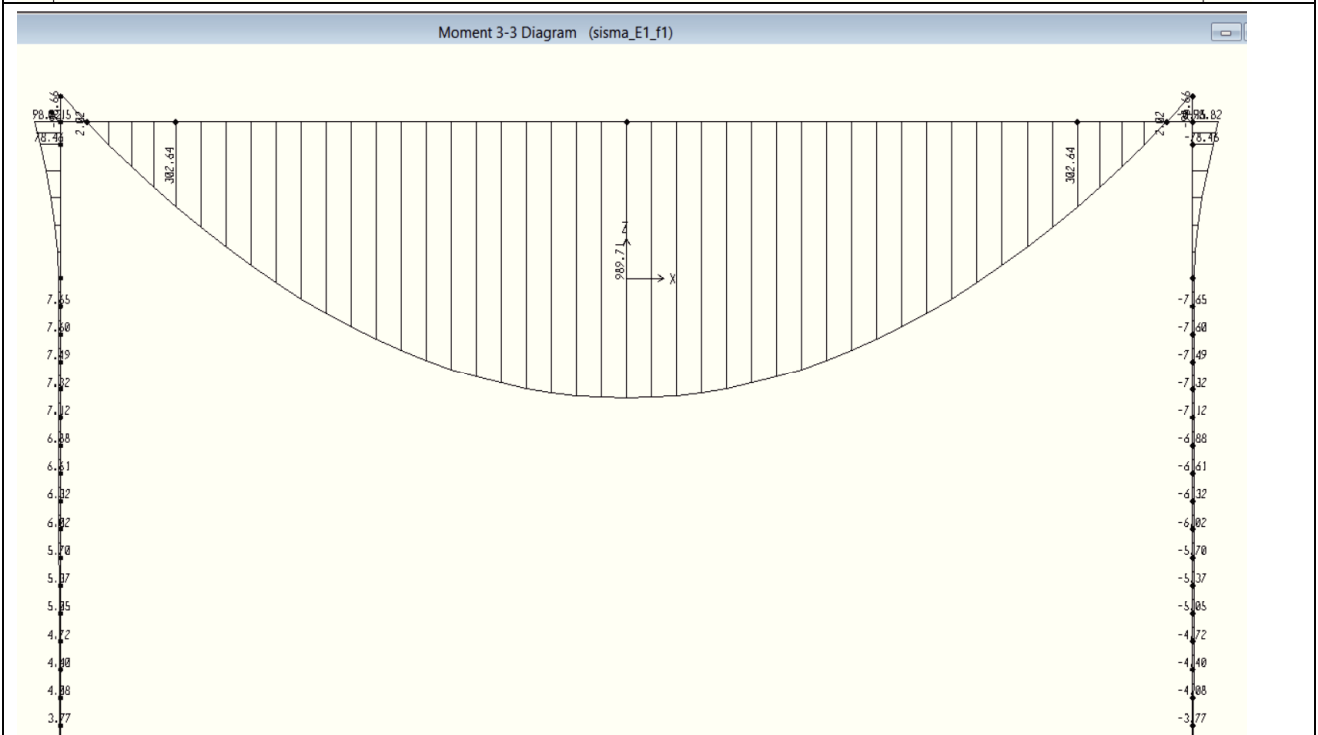
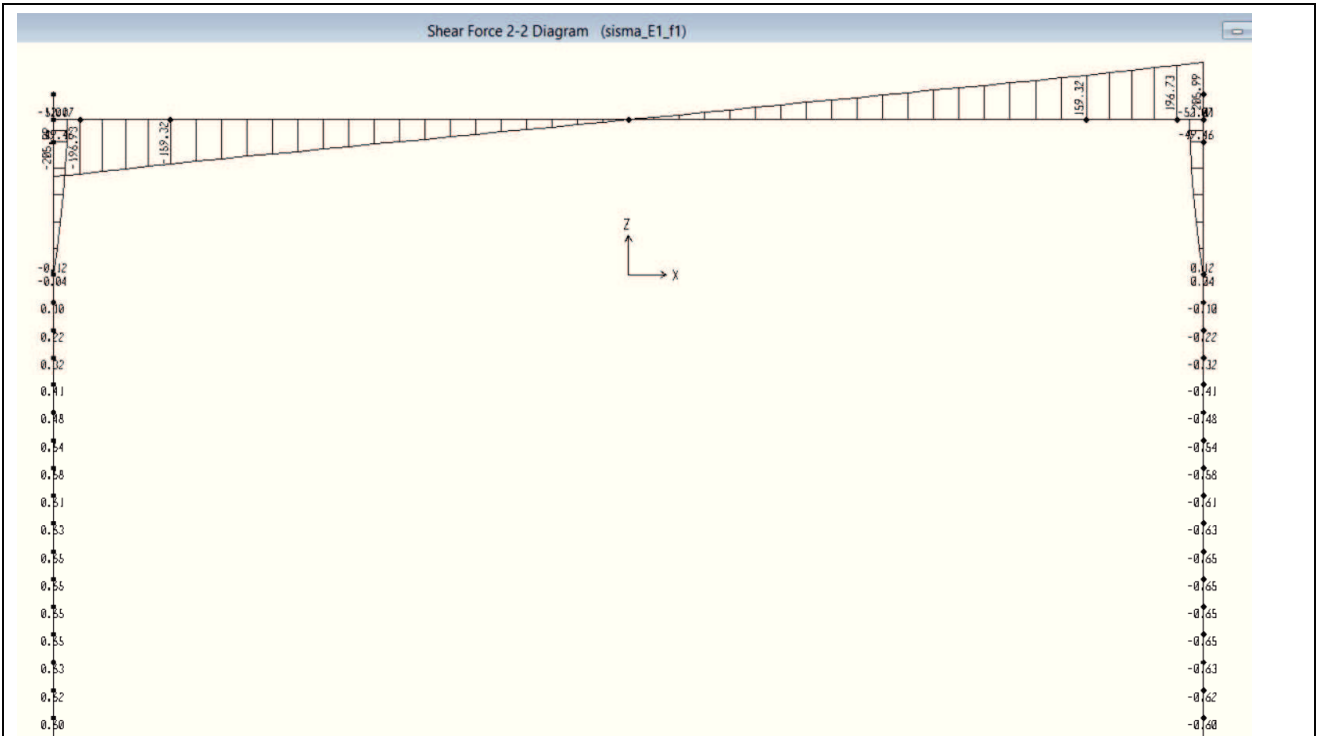


Moment 3-3 Diagram (SLU p.p (A2-M2))

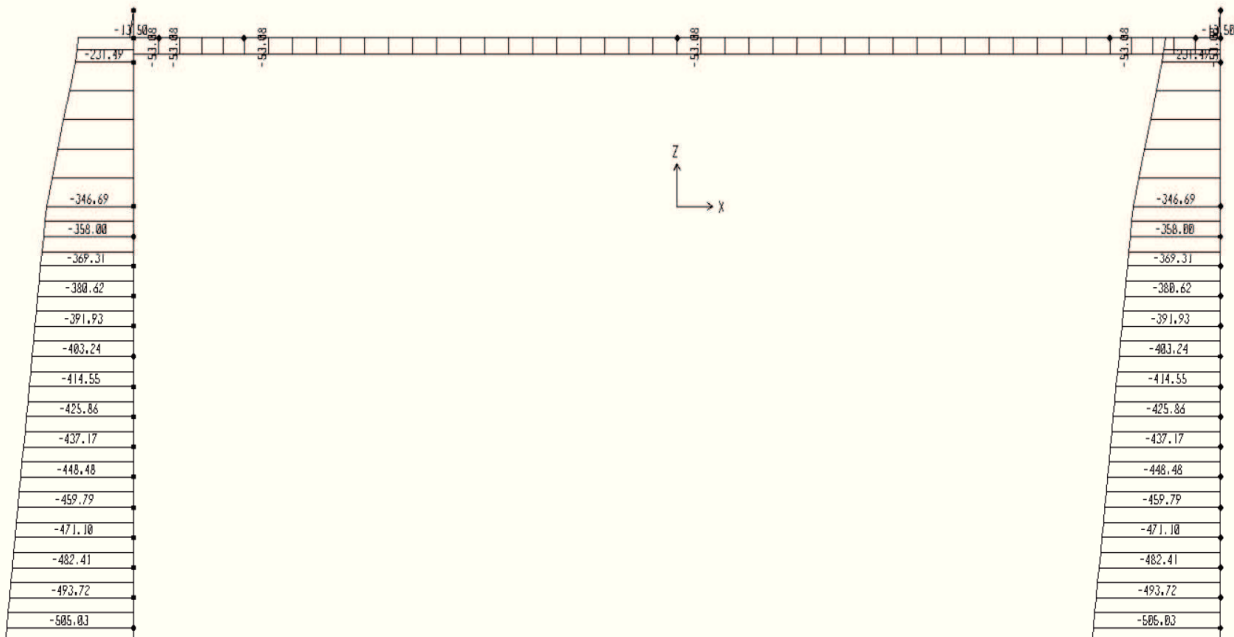


Axial Force Diagram (sisma_E1_f1)

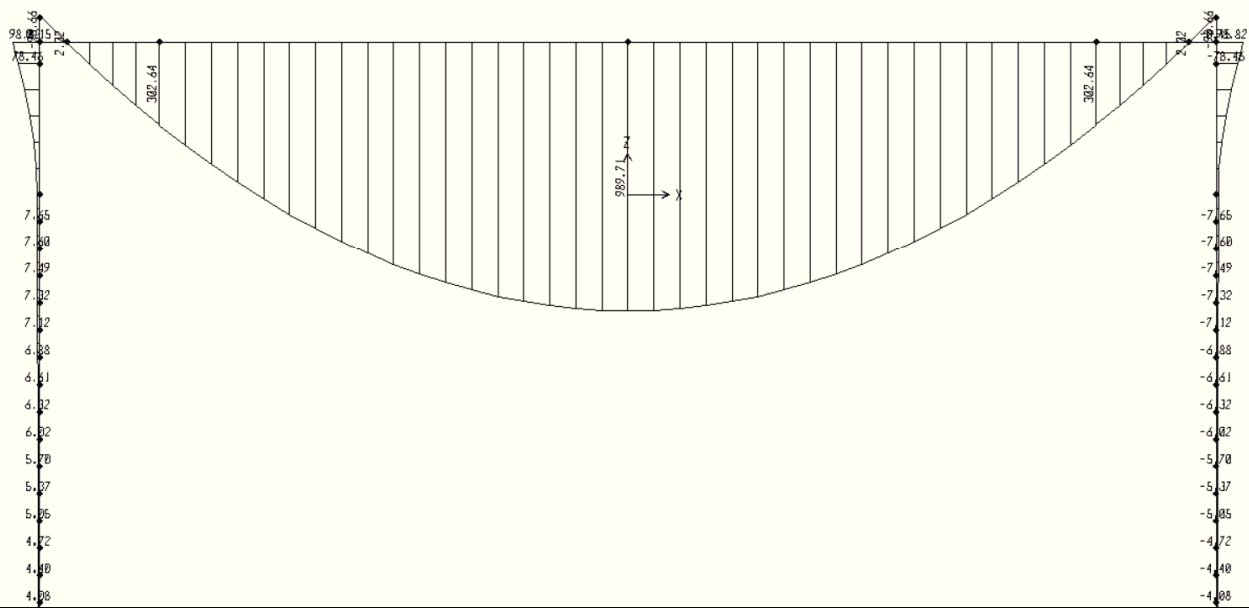




Axial Force Diagram (SLE1)

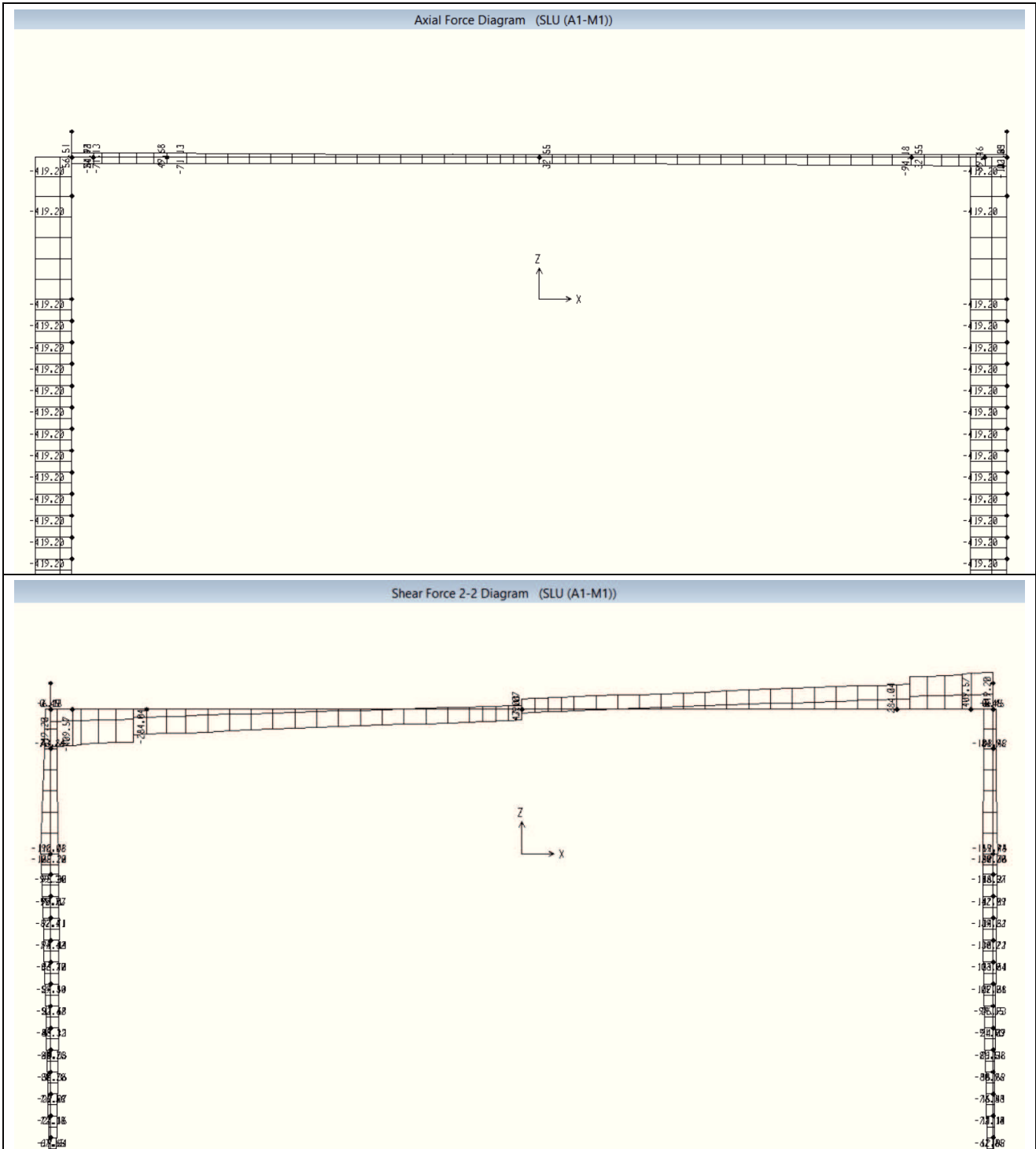


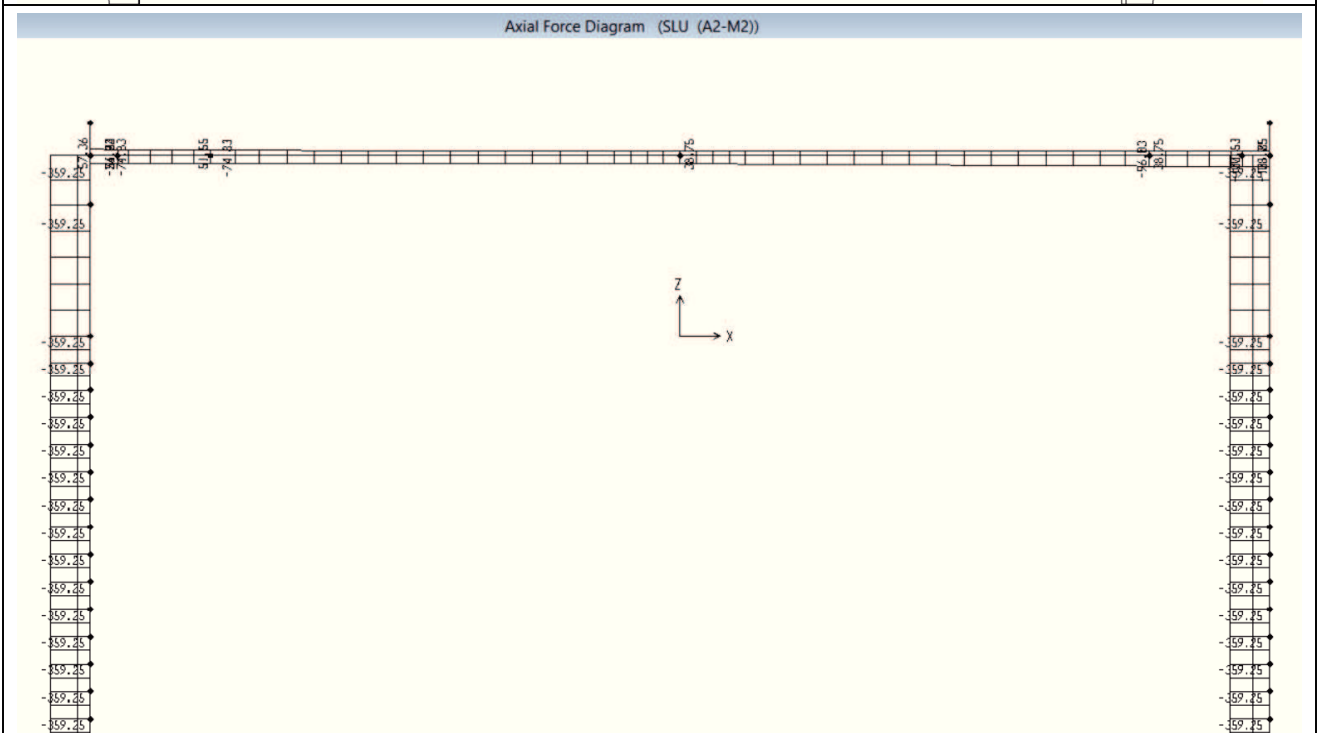
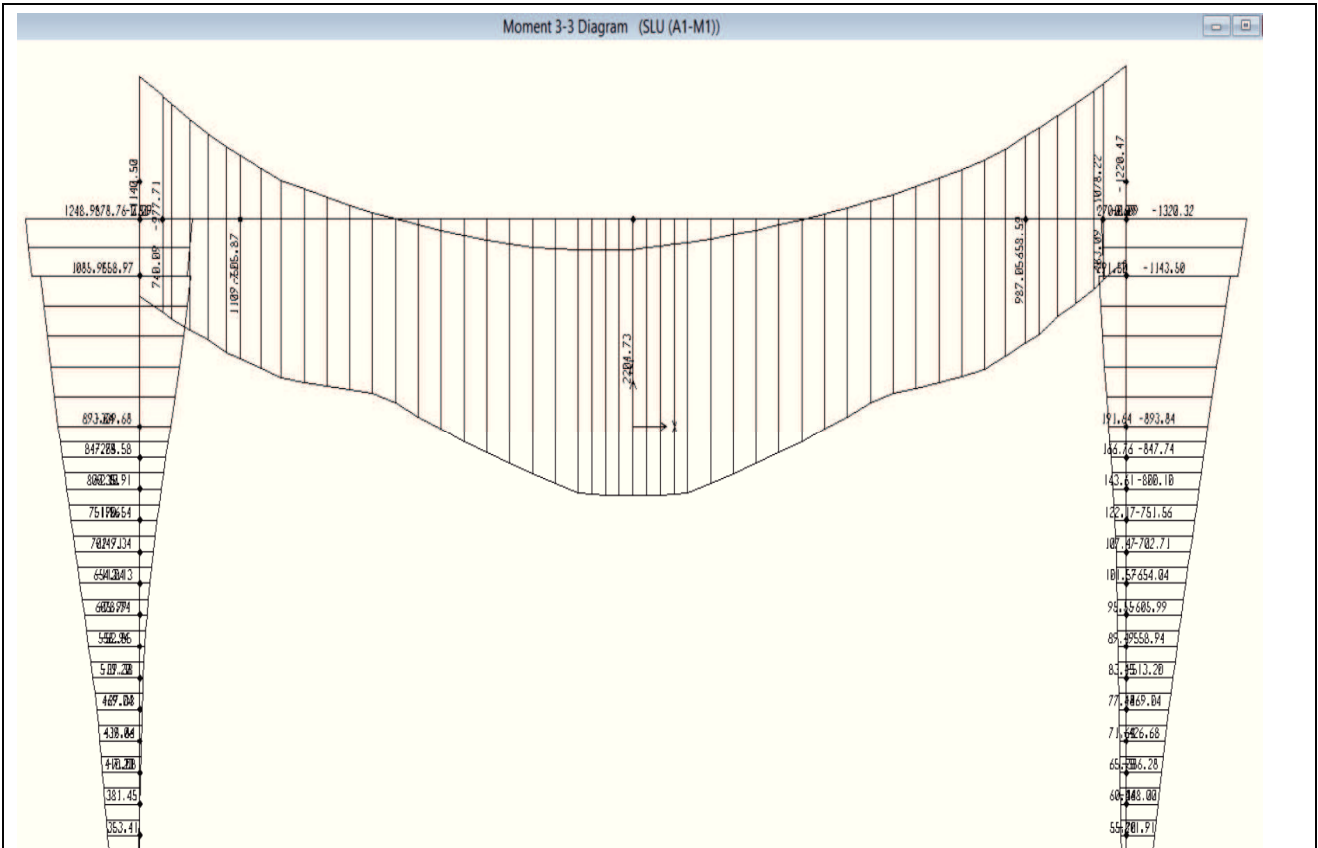
Moment 3-3 Diagram (SLE1)



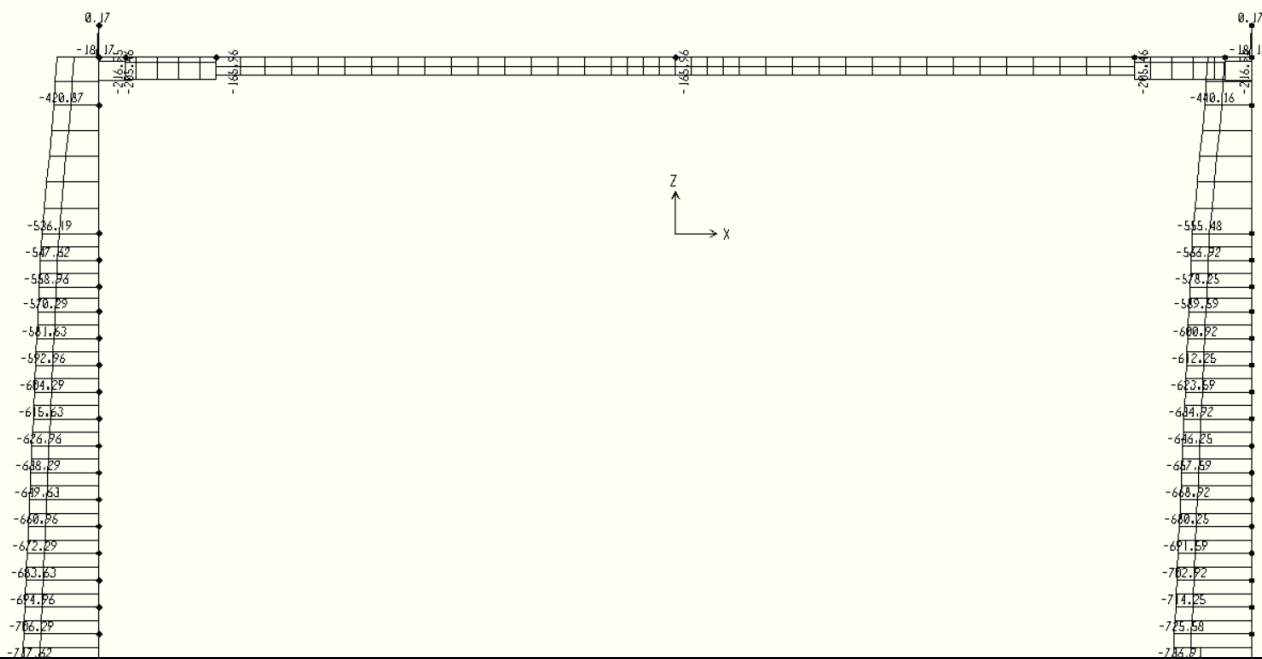
8.3.2 ESERCIZIO – FASE 2-3

Nel seguito si riporta l'involuppo dei momenti flettenti del taglio e forza assiale, I valori sono relativi ad una singola trave e sono ottenuti sulla base dell'involuppo dei coefficienti trasversali influenza $K(y,e)$ studiato con il modello trasversale alla Massonnet.

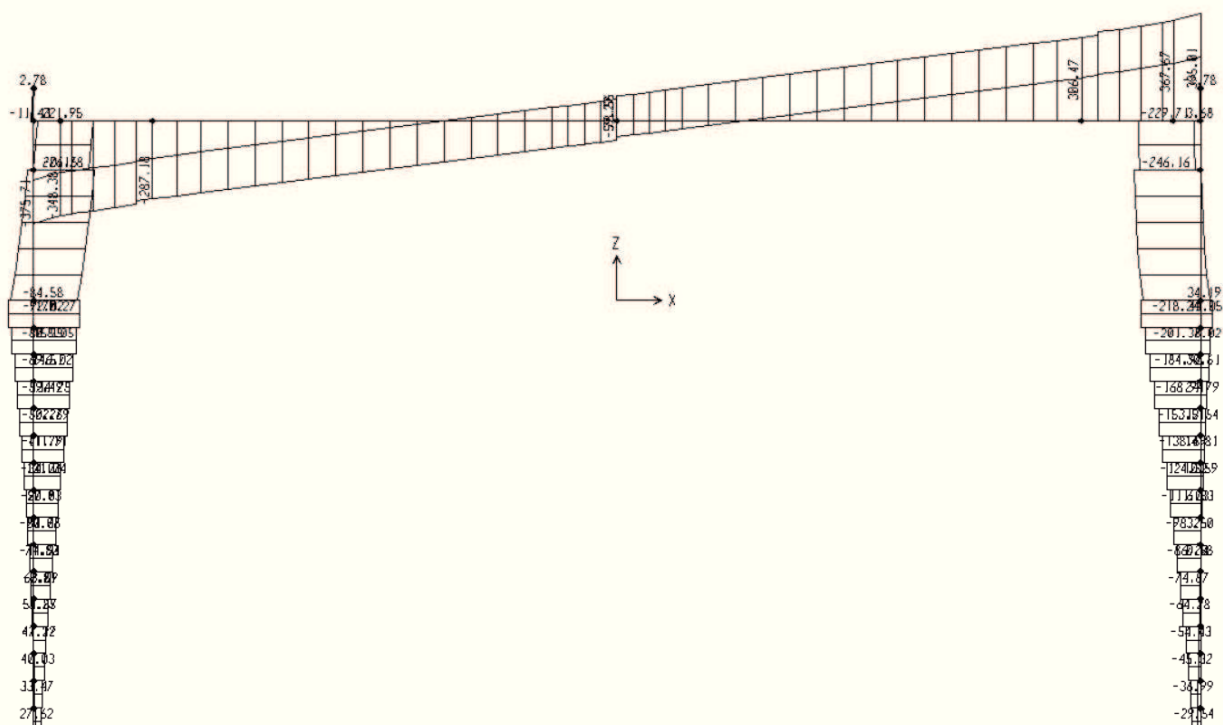




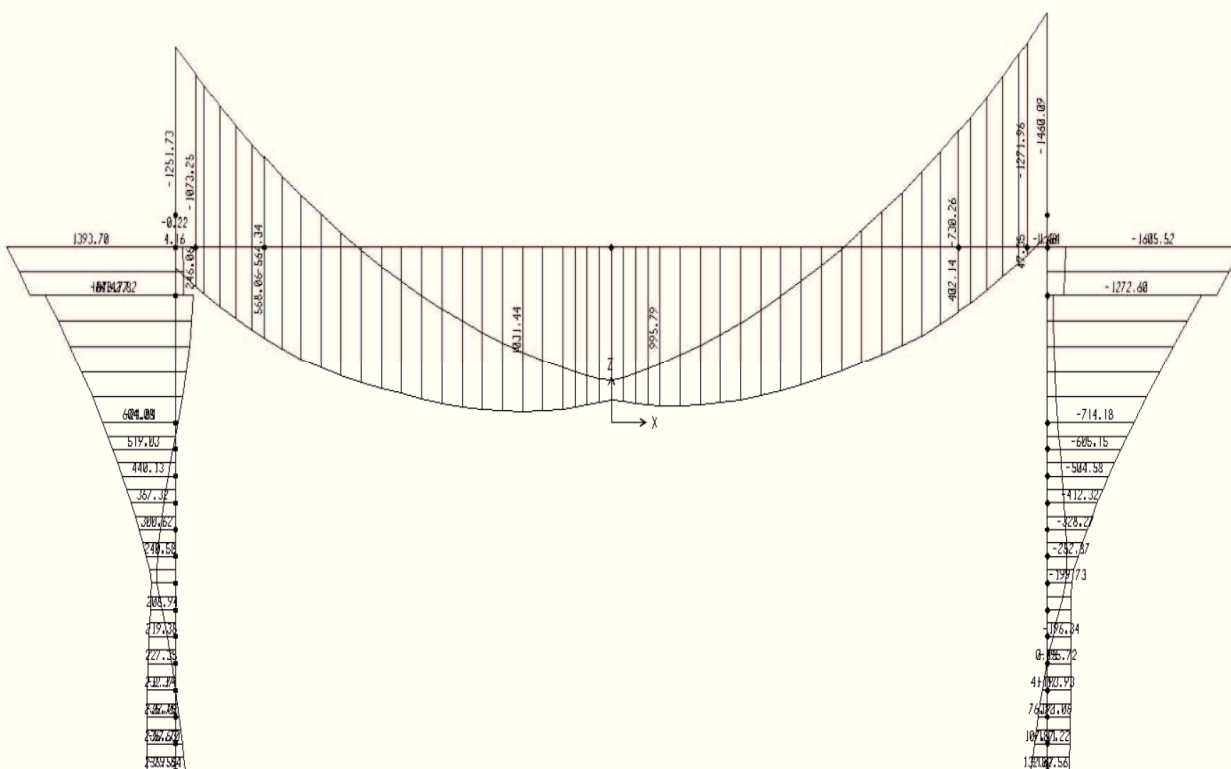
Axial Force Diagram (sisma_E1)



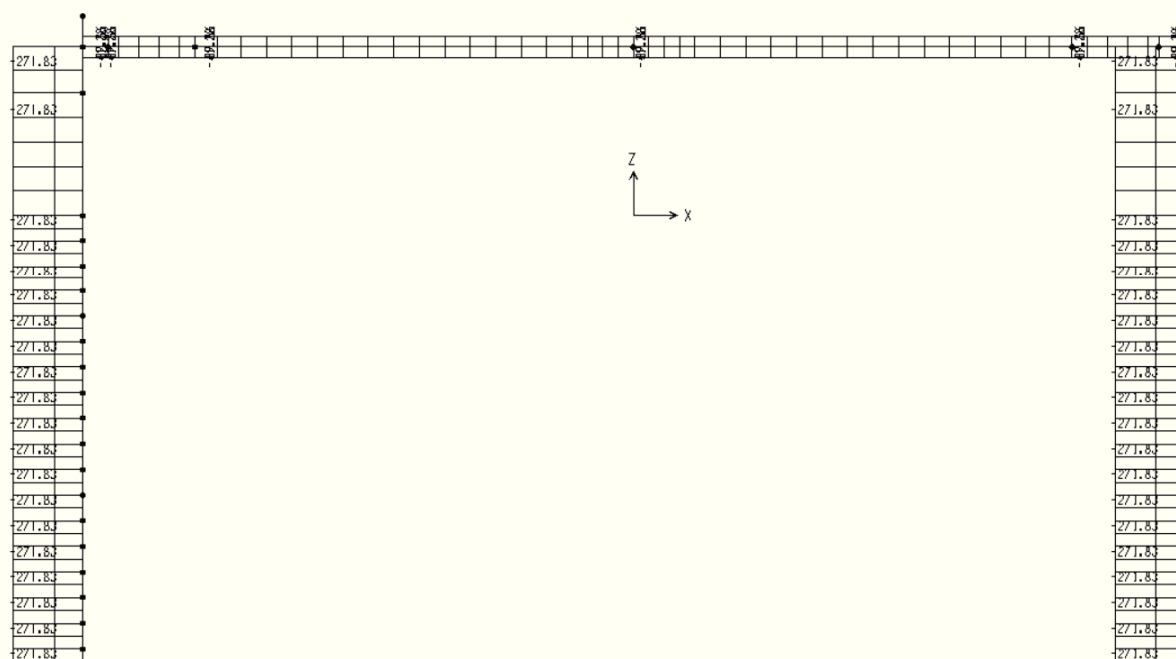
Shear Force 2-2 Diagram (sisma_E1)



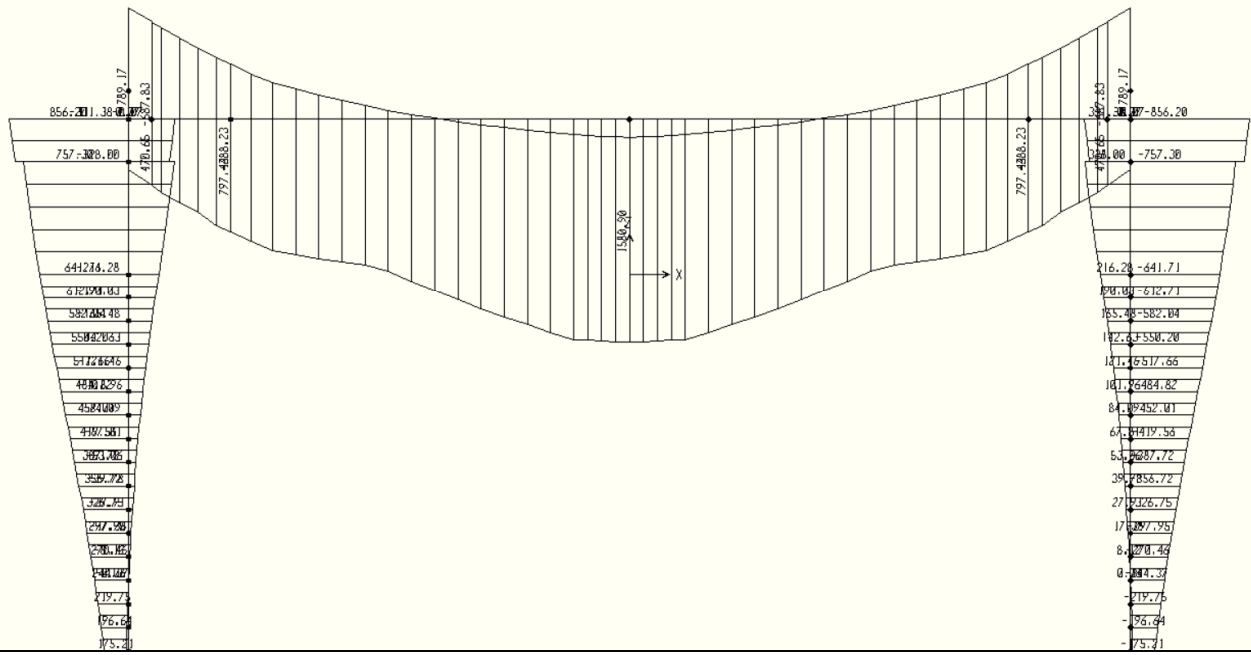
Moment 3-3 Diagram (sisma_E1)



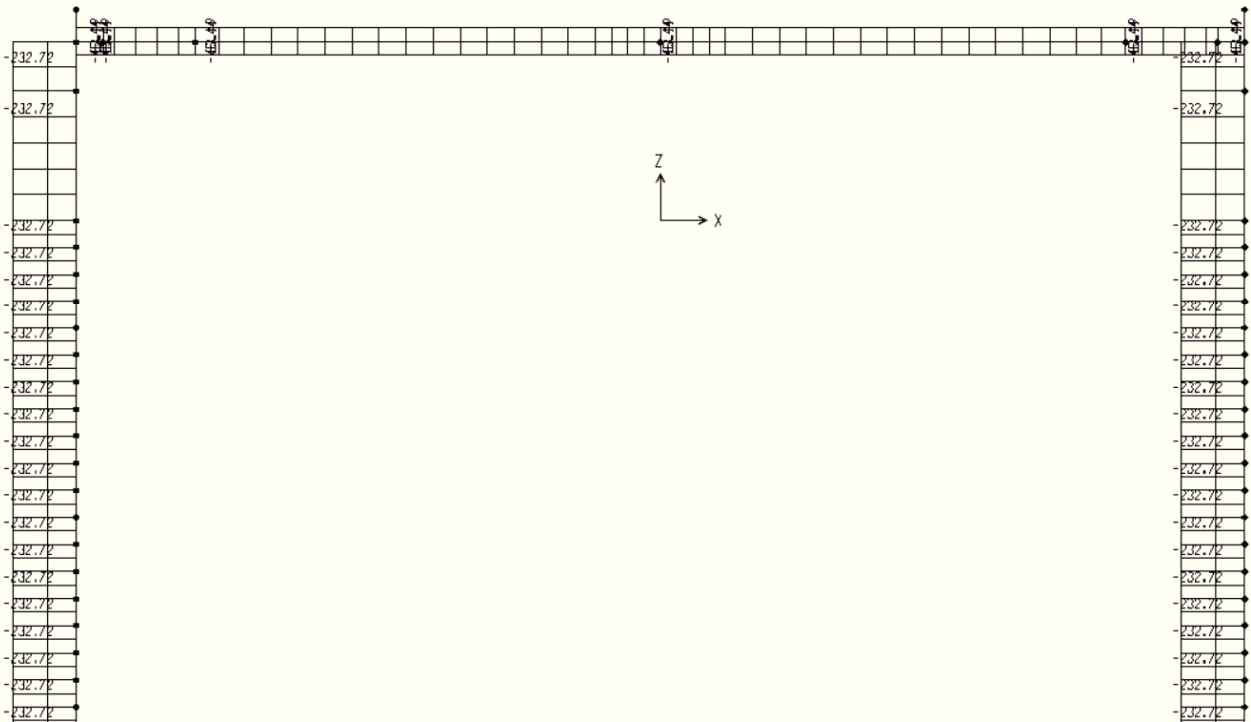
Axial Force Diagram (SLE_rara)



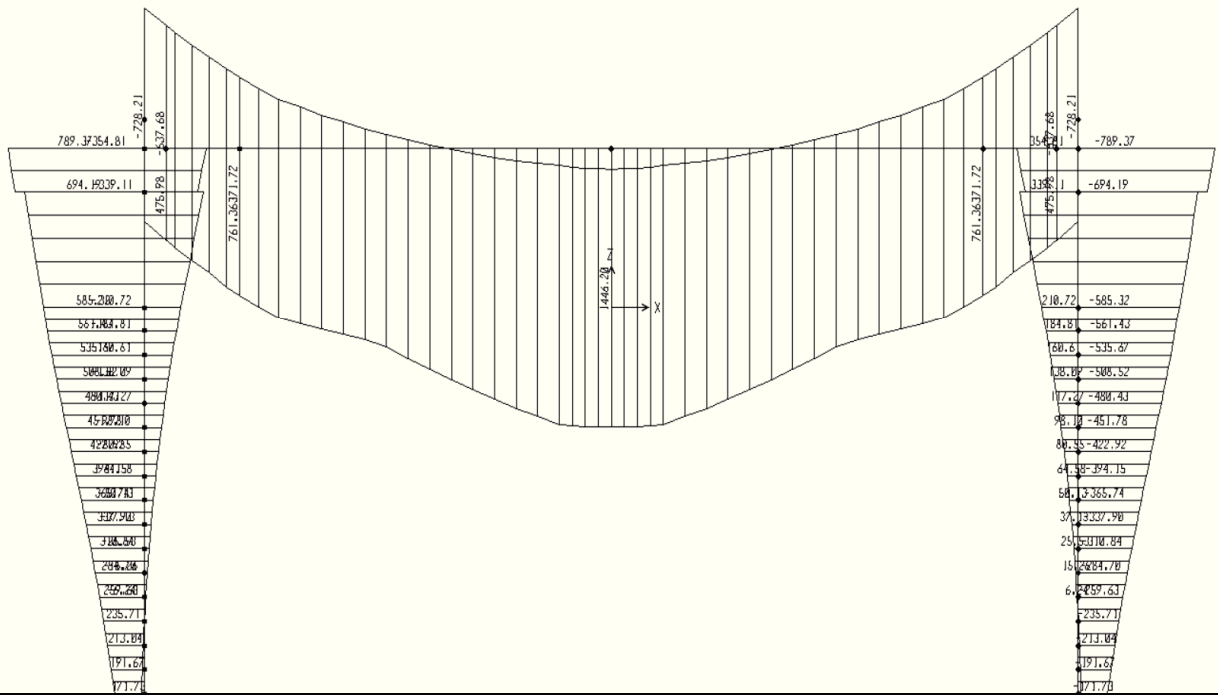
Moment 3-3 Diagram (SLE_rara)



Axial Force Diagram (SLE_frequente)



Moment 3-3 Diagram (SLE_frequente)



9 VERIFICHE IMPALCATO

9.1 SOLETTA TRASVERSALE

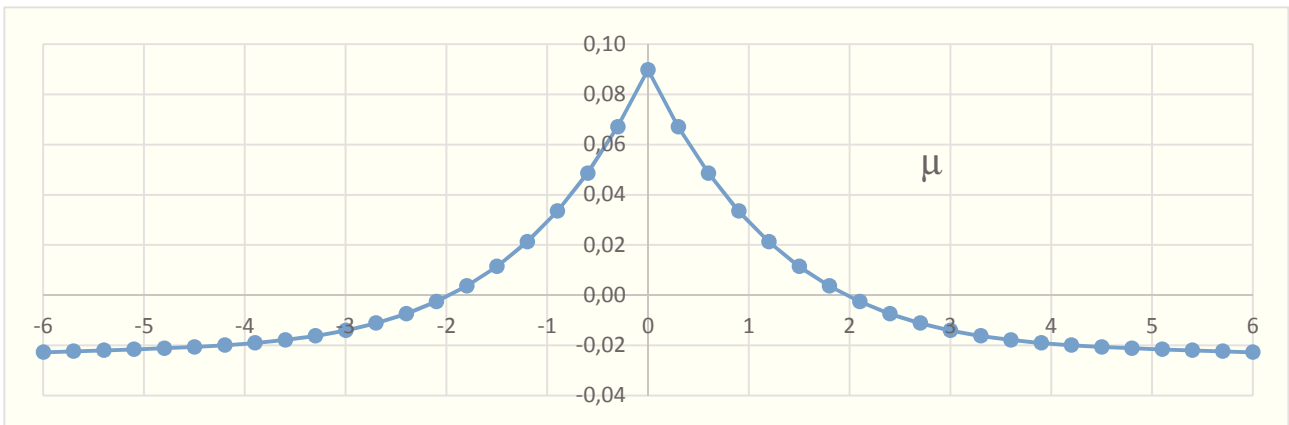
Il momento massimo (che tende le fibre inferiori) dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato usando uno schema semplificato di trave in semplice appoggio.

Il momento minimo dato dall'effetto locale viene invece valutato, con uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

Ogni carico da 150 kN ha un'impronta quadrata di lato 60.00 cm, data dalla diffusione a 45 gradi del carico da 150 kN (40x40 cm) fino a metà spessore minimo della soletta.

Per tener conto della deformabilità trasversale dell'impalcato e i relativi effetti globali indotti sulla soletta si adotteranno i coefficienti μ di Massonnet.

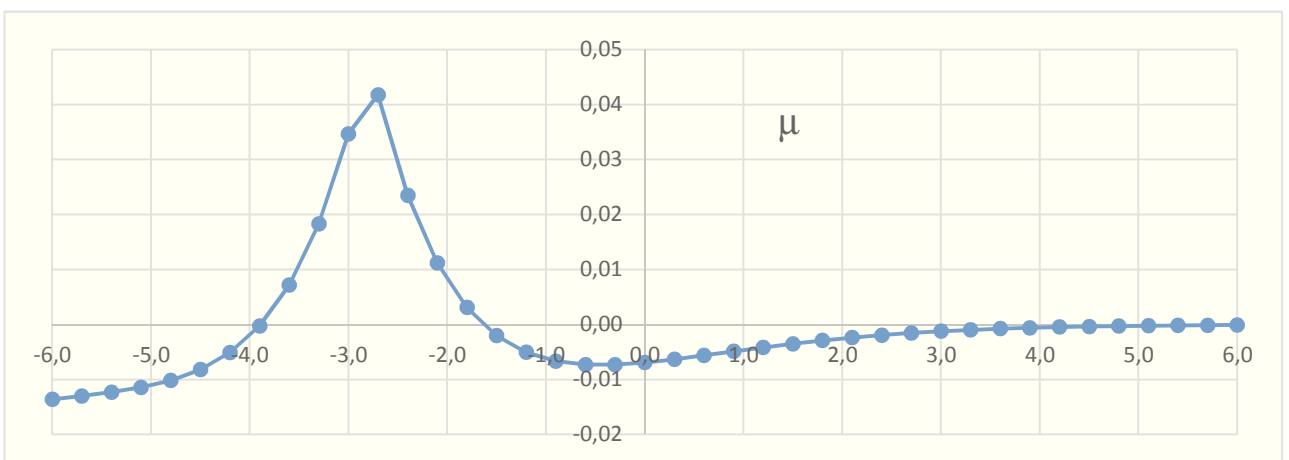
Nella figura seguente si riportano le linee di influenza del coefficiente μ per le due sezioni dell'impalcato prese in esame una delle quali è la sezione di mezzeria, che come si nota presenta il valore massimo del coefficiente μ per il momento positivo.



Per avere il momento positivo massimo, in favore di sicurezza, si dispone una sola colonna di carico nella zona con momento positivo, ossia si dispone un asse proprio mezzeria del ponte e il secondo asse a 2 m di distanza. Disporre altre colonne di carico vuol dire diminuire il valore del coefficiente μ in quanto si andrebbero a disporre nelle zone con segno contrario.

Il momento massimo positivo vale pertanto:

$$M + = 8.2 \text{ kNm/m}$$



Per avere il momento negativo massimo, si dispone una sola colonna di carico nella zona con momento negativo, ossia si dispone un asse quasi nella mezzeria e il secondo asse a 2 m di distanza.

Il momento massimo negativo vale pertanto:

$$M- = 3.3 \text{ kNm/m}$$

I carichi totali agenti sulla sezione della soletta sono i seguenti:

	Momento massimo (kNm/m)	Momento minimo (kNm/m)
effetto locale perm. 1 fase	1.125	-0.750
effetto locale perm. 2 fase	1.500	-1.000
effetto locale acc.	28.10	-17.16
effetto globale acc.	21.65	-9.40

Combinazione SLU_1 - (A1-M1)

$$1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,35 \cdot G_3 + 1,0 \cdot P + 1,2 \cdot (\varepsilon_2 \pm 0,60 \cdot \varepsilon_3) + 1,35 \cdot Q_{K1}(q_{1-ts}) + 1,35 \cdot Q_{K1}(q_{1-udl})$$

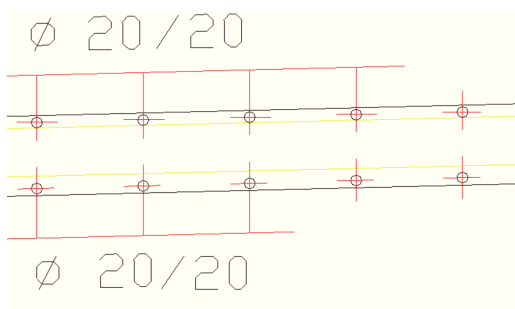
$$M+ = 1,35 \cdot 1,125 + 1,5 \cdot 1,50 + 1,35 \cdot (28,10 + 21,65) = 70,18 \text{ kNm/m}$$

$$M- = 1,35 \cdot 0,750 + 1,5 \cdot 1,00 + 1,35 \cdot (17,16 + 9,40) = 38,37 \text{ kNm/m}$$

9.1.1 VERIFICHE SLU

L'armatura della soletta in direzione trasversale è $\Phi 20/20$ superiore ed inferiore.

La sezione resistente in corrispondenza della sezione di verifica per momento positivo, è illustrato nella figura di seguito:



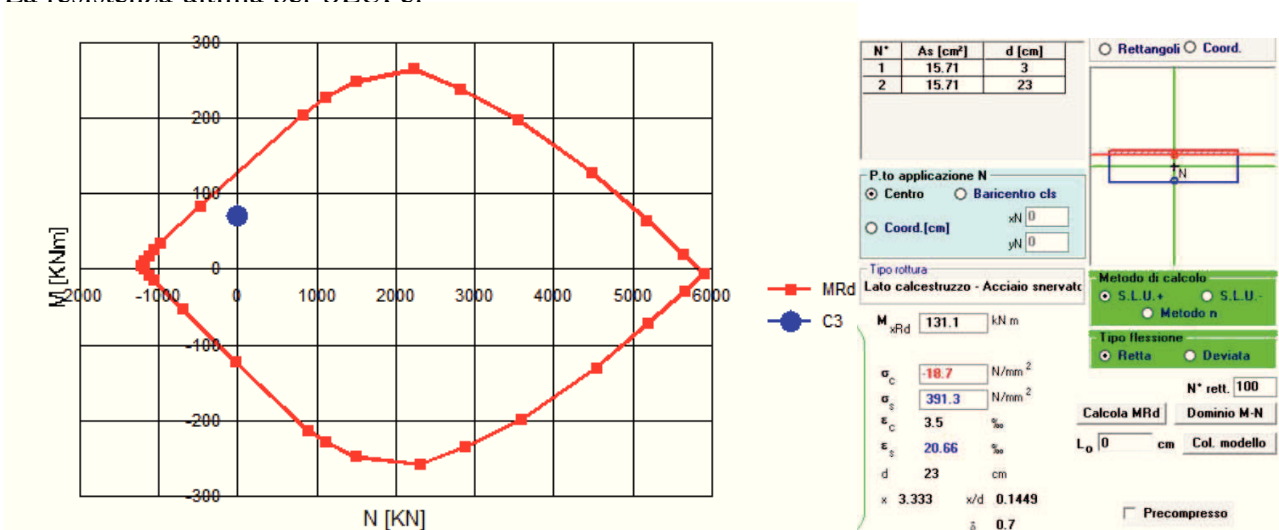
$$d_1 = 30 \text{ mm}$$

$$d_2 = 230 \text{ mm}$$

$$A_{s,1} = 1571 \text{ mm}^2 \quad \Phi 20/20$$

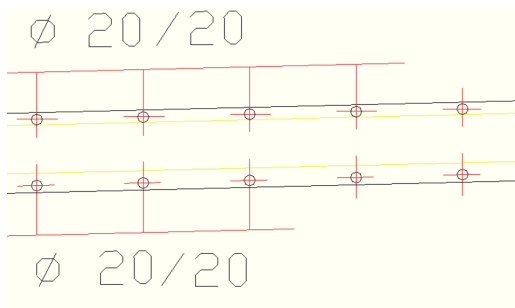
$$A_{s,1} = 1571 \text{ mm}^2 \quad \Phi 20/20$$

La resistenza ultima per SLU, è:



$(M_{RD} = 131.1 \text{ kNm} > 70.18 \text{ kNm})$

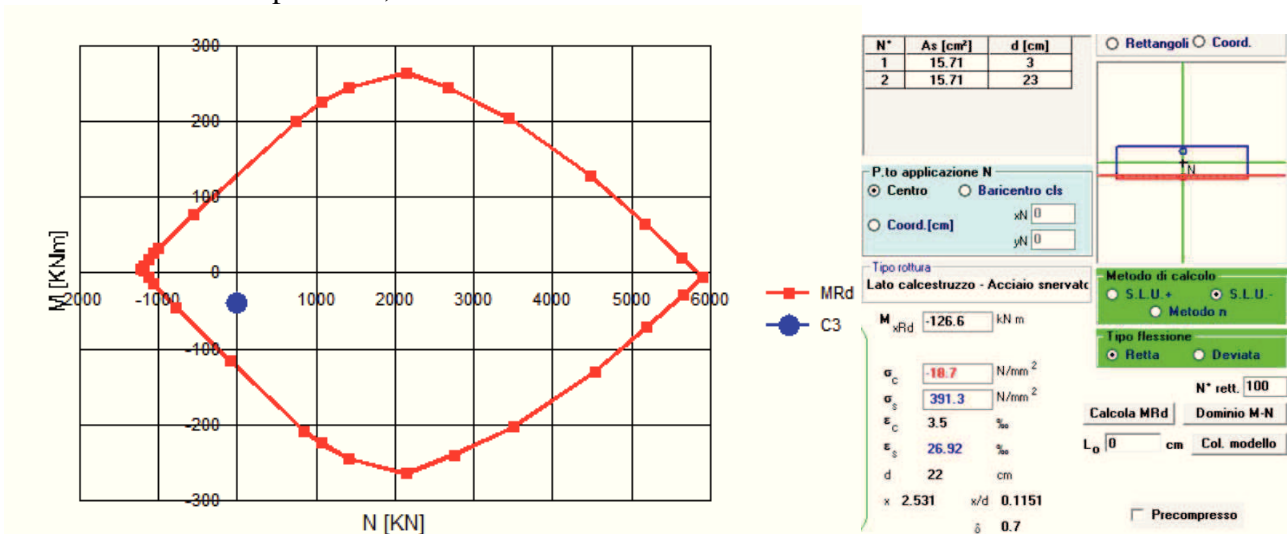
La sezione resistente in corrispondenza della sezione di verifica per momento negativo, è illustrato nella figura di seguito:



$d_1 = 30 \text{ mm}$
 $d_2 = 230 \text{ mm}$

$A_{s,1} = 1571 \text{ mm}^2$ $\Phi 20/20$
 $A_{s,1} = 1571 \text{ mm}^2$ $\Phi 20/20$

La resistenza ultima per SLU, è:



$(M_{RD} = 126.6 \text{ kNm} > 38.4 \text{ kNm})$

9.2 TRAVI IN CLS

9.2.1 CADUTE DI TENSIONE NELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

Le perdite di precompressione dipendenti dal tempo vengono calcolate in accordo con quanto stabilito dalla normativa italiana vigente ed in accordo alle procedure previste dall'eurocodice 2 (UNI-EN1992-1-1). Nella fattispecie si considerano le seguenti riduzioni di tensioni nell'acciaio:

- Rilassamento dell'acciaio da precompressione
- Ritiro del calcestruzzo
- Viscosità del calcestruzzo

9.2.1.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe : 2

tipo : trecce e trefoli stabilizzati

caduta : $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_{pk} del campione provato:

Acciaio	Classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;

f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500'000 ore.

Si ottiene così:

Armatura	Classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$
Trave 1 – gruppo 1	2	0.75	0.066

9.2.1.2 Ritiro del calcestruzzo

Il calcolo della deformazione da ritiro è calcolato in accordo a quanto riportato nel paragrafo 11.2.10.6 del D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

Tutte le superfici a contatto con l'aria di solette e pareti saranno protette con una pellicola antievaporante applicata sui getti freschi dell'estradosso solette, sull'intradosso soletta superiore e sulle superfici delle pareti immediatamente dopo lo scasso. Si assume pertanto nella definizione della deformazione da ritiro per essiccamento un valore di umidità relativa pari al 90%. La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 .

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Lo sviluppo nel tempo della deformazione ϵ_{cd} può essere valutato come:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) \epsilon_{cd,\infty}$$

Dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds} = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0.04 \cdot h_0^{3/2}]$$

Dove:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato, si assume pari a 40000gg (>100 anni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro, si assume pari a 28gg (termine della maturazione).

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0} = -0.75 \cdot 0.38 \cdot 10^{-3} = -0.285 \cdot 10^{-3}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno, può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ (con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2\text{)} = -0.075 \cdot 10^{-3}$$

ottenedo quindi:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.36 \cdot 10^{-3}$$

9.2.1.3 Viscosità del calcestruzzo

In sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo $t_0 = j$ di messa in carico, non è superiore a $0,45 \cdot f_{ckj}$, il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1), può essere dedotto dalle seguenti Tab. 11.2.VI e 11.2.VII dove h_0 è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Per valori intermedi è ammessa una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da $t = \infty$ del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli tratti da documenti di comprovata validità.

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, pari a :

$\phi(\infty, t_0) = 2.75$ (cavi pretesi nei prefabbricati).

9.2.1.4 Valutazione delle perdite complessive di precompressione

Per la valutazione delle perdite complessive di precompressione dipendenti dal tempo viene valutata in accordo con quanto previsto dall'EC2 al capitolo 5.10.6, secondo la formula di seguito riportata:

$$\Delta\sigma_{sp,C+R+S} = [\varepsilon_{CS} \cdot E_P + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + E_P/E_{cm} \phi(t, t_0) \sigma_{c,Qp}] / [1 + E_P/E_{cm} A_p/A_c (1 + A_c/J_c z_{cp}^2) (1 + 0.8 \cdot \phi(t, t_0))]$$

Dove :

$\Delta\sigma_{sp,C+R+S}$: valore assoluto della variazione di tensione nelle armature dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento

ε_{CS} : deformazione per ritiro stimata come specificato nei paragrafi precedenti

E_P : modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione

E_{cm} : modulo di elasticità del calcestruzzo

$\Delta\sigma_{pr}$: valore assoluto della variazione di tensione nelle armature alla posizione x, al tempo t, per effetto del rilassamento dell'acciaio da precompressione

$\phi(t, t_0)$: coefficiente di viscosità all'istante t con applicazione del carico all'istante t_0 .

9.2.2 VERIFICHE SLE

Si riportano nelle pagine seguenti le verifiche a pressoflessione agli SLE nelle varie fasi e in condizione di esercizio riferite alla trave più sollecitata nella sezione di mezzeria e nella sezione di appoggio. Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio sono ritenute soddisfatte se le tensioni dei calcestruzzi della trave in c.a.p. e della soletta in c.a. sono limitate tra i seguenti valori (+ compressione, - trazione):

Calcestruzzo per Travi in c.a.p.:

$$\text{Esecuzione } \sigma_+ = 0,7 \times f_{ckj s-} = f_{ctmj} / 1,2$$

$$\text{In esercizio a ponte carico } \sigma_+ = 0,6 \times f_{ck s-} = f_{ctm} / 1,2$$

$$\text{In esercizio a ponte scarico } \sigma_+ = 0,45 \times f_{ck s-} = f_{ctm} / 1,2$$

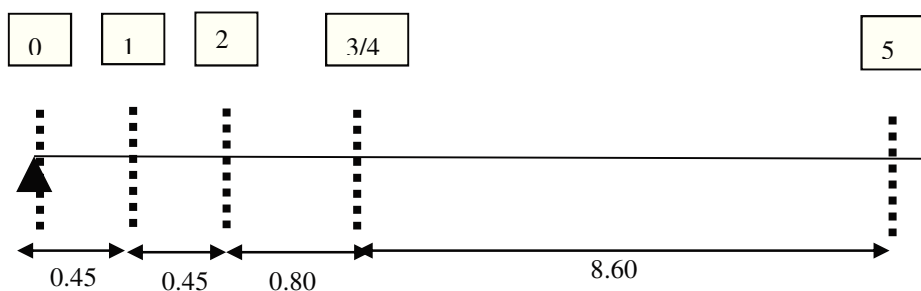
Calcestruzzo ordinario per soletta:

$$\text{In esercizio a ponte carico } \sigma_+ = 0,6 \times f_{ck} \quad \text{comb. caratteristica rara}$$

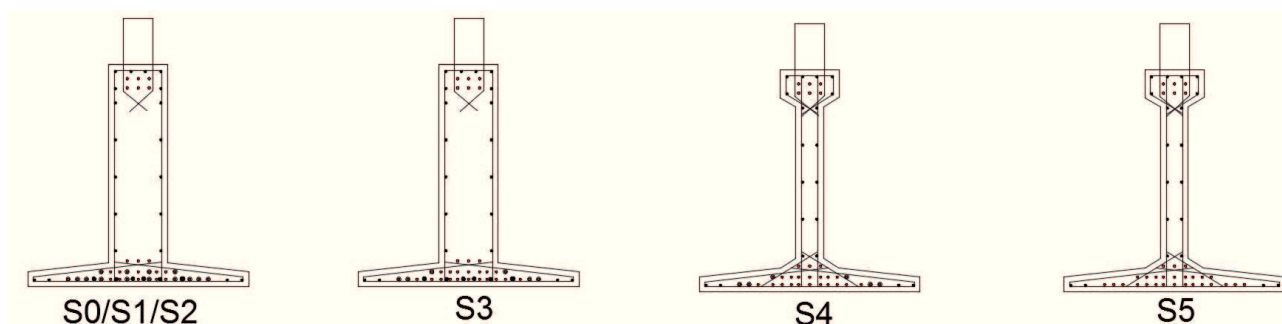
$$\text{In esercizio a ponte scarico } \sigma_+ = 0,45 \times f_{ck} \quad \text{comb. quasi frequente}$$

9.2.2.1 Geometria della sezione e cavi di precompressione

Si riporta di seguito le sezioni in cui saranno eseguite le verifiche SLE.



La figura seguente riporta la tipologia delle sezioni indicate sopra con le relative caratteristiche inerziali e di armatura precompressa.



sezione 0/1/2		sezione 3		sezione 4		sezione 5	
Ygt	[mm] 494.1	Ygt	[mm] 494.1	Ygt	[mm] 486.61	YgtCLS	[mm] 486.61
At	[mm ²] 476354	At	[mm ²] 476354	At	[mm ²] 344100	AtCLS	[mm ²] 344100
It	[mm ⁴] 6.8E+10	It	[mm ⁴] 6.8E+10	It	[mm ⁴] 6.62E+10	ItCLS	[mm ⁴] 6.62E+10
St	[mm ³] 2.3E+08	St	[mm ³] 2.3E+08	St	[mm ³] 1.67E+08	StCLS	[mm ³] 1.67E+08
Ht	[mm] 1200	Ht	[mm] 1200	Ht	[mm] 1200	HtCLS	[mm] 1200
19 trefoli da 0.5"		27 trefoli da 0.5"		27 trefoli da 0.5"		33 trefoli da 0.5"	

La tabella seguente è riepilogativa dei dati per la precompressione in cui si evidenziano l'area dei cavi adottati e il tiro iniziale con i relativi valori delle azioni al tempo to.

Sezione	Cavo	Ap	Xi	Yi	Ygtd	e	σpi	Noi	Ni	Ti	No	To	eo	Yo	Mp(S)
n° cavi= 5		[mmq]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mmq]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kNm]
1	1	465.0	450.0	40.0	491.0	-451.0	1488.0	691.9	691.9	0.0	2629.3	0.0	-90.0	401.1	-236.58
	2	465.0	450.0	80.0	491.0	-411.0	1488.0	691.9	691.9	0.0					
	3	279.0	450.0	140.0	491.0	-351.0	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	4	279.0	450.0	1075.0	491.0	584.0	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	5	279.0	450.0	1125.0	491.0	634.0	1488.0	415.2	415.2	0.0					

n° cavi= 5		Ap	Xi	Yi	Ygtd	e	σpi	Noi	Ni	Ti	No	To	eo	Yo	Mp(S)
		[mmq]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mmq]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kNm]
2	1	465.0	900.0	40.0	491.0	-451.0	1488.0	691.9	691.9	0.0	2629.3	0.0	-90.0	401.1	-236.58
	2	465.0	900.0	80.0	491.0	-411.0	1488.0	691.9	691.9	0.0					
	3	279.0	900.0	140.0	491.0	-351.0	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	4	279.0	900.0	1075.0	491.0	584.0	1488.0	415.2	415.2	0.0					

5	279.0	900.0	1125.0	491.0	634.0	1488.0	415.2	415.2	0.0
---	-------	-------	--------	-------	-------	--------	-------	-------	-----

n° cavi=	5
----------	---

3	1	1023.0	1700.0	40.0	493.7	-453.7	1488.0	1522.2	1522.2	0.0	3736.4	0.0	-196.6	297.0	-734.66
	2	651.0	1700.0	80.0	493.7	-413.7	1488.0	968.7	968.7	0.0					
	3	279.0	1700.0	140.0	493.7	-353.7	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	4	279.0	1700.0	1075.0	493.7	581.3	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	5	279.0	1700.0	1125.0	493.7	631.3	1488.0	415.2	415.2	0.0					

n° cavi=	5
----------	---

4	1	1023.0	1700.0	40.0	493.7	-453.7	1488.0	1522.2	1522.2	0.0	3736.4	0.0	-196.6	297.0	-734.75
	2	651.0	1700.0	80.0	493.7	-413.7	1488.0	968.7	968.7	0.0					
	3	279.0	1700.0	140.0	493.7	-353.7	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	4	279.0	1700.0	1075.0	493.7	581.3	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	5	279.0	1700.0	1125.0	493.7	631.3	1488.0	415.2	415.2	0.0					

n° cavi=	5
----------	---

5	1	1395.0	10300.0	40.0	494.4	-454.4	1488.0	2075.8	2075.8	0.0	4566.7	0.0	-241.7	252.7	-1103.59
	2	837.0	10300.0	80.0	494.4	-414.4	1488.0	1245.5	1245.5	0.0					
	3	279.0	10300.0	140.0	494.4	-354.4	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	4	279.0	10300.0	1075.0	494.4	580.6	1488.0	415.2	415.2	0.0					
	5	279.0	10300.0	1125.0	494.4	630.6	1488.0	415.2	415.2	0.0					

9.2.2.2 Tensioni nella sezione

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

Fase 1) Verifica delle tensioni iniziali "A Vuoto" (perdite elastiche).

Fase 2) Verifica delle tensioni getto soletta (con % di perdite precompressione)

Fase 3) Verifica delle tensioni finali (sezione trave con soletta) con permanenti.

Fase 4) Verifica delle tensioni finali in esercizio (sezione trave con soletta a breve e a lungo termine).

Per la fase 4 la determinazione dello stato tensionale degli elementi avviene in base alle combinazioni caratteristiche rara frequente e quasi permanente.

Le verifiche eseguite sono riassunte in forma tabellare e riportate nei capitoli di verifica che seguono. Tali tabelle presentano le seguenti caratteristiche.

Verifiche a pressoflessione: caratteristiche geometrico-inerziali, sollecitazioni, tensioni a quota intradosso trave, sommità trave ed intradosso e estradosso soletta.

Sezione S1

Dati armatura lenta trave

livelli
armatura
lenta

	Nbarre	D barra [mm]	Af [mm ²]	Yf [mm]	Sf [mm ³]	If [mm ⁴]
1	7	20	314.2	194.0	6.09E+04	1.58E+08
2	2	12	113.1	394.0	4.46E+04	6.20E+06
3	2	12	113.1	594.0	6.72E+04	6.60E+06
4	2	12	113.1	794.0	8.98E+04	5.82E+07
5	2	12	113.1	994.0	1.12E+05	1.61E+08
6	4	12	113.1	1164.0	1.32E+05	2.89E+08
7			0.0		0.00E+00	0.00E+00
8			0.0		0.00E+00	0.00E+00
9			0.0		0.00E+00	0.00E+00
10			0.0		0.00E+00	0.00E+00
totali			3556.3		1.58E+06	2.73E+09

dati trave solo CLS

sezione	Ygt _{CLS} [mm]	At _{CLS} [mm ²]	It _{CLS} [mm ⁴]	St _{CLS} [mm ³]	Ht _{CLS} [mm]
1	494.1	476354.0	6.84E+10	2.35E+08	1200

dati trave CLS + Af

sezione	Ygt [mm]	At [mm ²]	It [mm ⁴]	St [mm ³]	Ht [mm]
1	492.4	492915.1	7.11E+10	2.43E+08	1200

dati trave Omogeneizzata

sezione	Ygtd [mm]	Atd [mm ²]	It _d [mm ⁴]	Std [mm ³]	Ht [mm]
1	491.0	500610.0	7.12E+10	2.46E+08	1200

	Wi,td [mm ³]	Ws,td [mm ³]	W'is,id [mm ³]	W'ss,id [mm ³]	Wp,td [mm ³]
1	1.45E+08	1.00E+08	-	-	7.91E+08

Fase 1) Verifica delle tensioni iniziali "A Vuoto" (con calcolo delle perdite istantanee).

	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
peso trave	0	45.40	98.18	0.31	-0.45		
precomp. Iniz.	-2629.30	-236.58	0.00	-6.88	-2.90		
totale fase 1	-2629.30	-191.18	98.18	-6.57	-3.35	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali per
 $f_{ckj} = 35.0$
 $f_{cu} = 45.0$

Verifica compressione:	-24.5	N/mm ²	OK
Verifica trazione:	1.80	N/mm ²	OK

Fase 2) Verifica delle tensioni cavi iniettati (sezione trave con cavi omogeneizzati).

		dati soletta						
sezione		Ys	As	Is	Ss	Hs		
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]		
	1				0.00E+00			
		dati trave omogeneizzata T'						
sezione		Y'gtid	A'tid	I'tid	S'tid	H'tid		
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]		
	1	491.0	500610.0	7.12E+10	2.46E+08	1200		
		W'i,id	W's,id	W'is,id	W'ss,id	W'p,id		
		[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]		
		1.45E+08	1.00E+08	1.00E+08	-1.00E+08	7.91E+08		
% diff.	0.1	N	M	V	σi	σs	σis	σss
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	peso soletta	5.54	40.76	88.65	0.29	-0.39	0.00	0.00
	precomp. % diff.	38.44	3.19	0.00	0.10	0.04	0.00	0.00
	totale fase 2	43.98	43.95	88.65	0.39	-0.35	0.00	0.00
		N	M	V	σi	σs	σis	σss
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	totale fase 1+2	-2585.32	-147.23	186.83	-6.18	-3.70	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali per	$f_{ckj} = 35.0$
	$f_{cu} = 45.0$
Verifica compressione:	-24.5 N/mm ² OK
Verifica trazione:	1.80 N/mm ² OK

Fase 3) Verifica delle tensioni finali (sezione trave con soletta).

		dati soletta				
sezione		Ys	As	Is	Ss	Hs
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
	1	1375.0	283539.7	1.64E+09	3.90E+08	250

dati trave + soletta omogeneizzata T''

sezione	Y" ^g tid [mm]	A" ^t id [mm ²]	I" ^t id [mm ⁴]	S" ^t id [mm ³]	H" ^t id [mm]		
1	794.7	762550.9	2.07E+11	6.06E+08	1450		
	W" ⁱ ,id [mm ³]	W" ^s ,id [mm ³]	W" ^{is} ,id [mm ³]	W" ^{ss} ,id [mm ³]	W" ^p ,id [mm ³]		
	2.61E+08	5.11E+08	5.11E+08	-3.16E+08	5.26E+08		
	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
permanenti	-25.17	-118.99	88.26	-0.49	0.20	0.18	0.32
ritiro soletta	46.26	191.81	0.00	0.80	-0.31	-0.45	-0.67
variazione termica	158.95	-1121.78	0.00	-4.10	2.40	1.66	2.91
precomp. % diff.	345.95	133.80	0.00	0.97	0.19	0.18	0.03
totale fase 3 (t=0)	180.04	-1048.96	88.26	-3.79	2.29	1.39	2.56
totale fase 3 (t=∞)	525.99	-915.16	88.26	-2.82	2.48	1.57	2.59
	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
totale fase 1+2+3 (t=0)	-2405.28	-1196.19	275.09	-9.97	-1.41	1.39	2.56
totale fase 1+2+3 (t=∞)	-2059.33	-1062.39	275.09	-9.00	-1.22	1.57	2.59
Tensioni limite iniziali per	f _{ckj} = 35.0						
	f _{cu} = 45.0						
Verifica compressione:	-20.3	N/mm ²	OK				
Verifica trazione:	2.13	N/mm ²	OK				

Fase 4) Verifica delle tensioni finali in esercizio (sezione trave con soletta).

	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
accidentali	-37.24	-211.704		-0.86	0.37	0.34	0.57
	-29.14	-164.504		-0.67	0.28	0.26	0.45
	-17.8	-98.424		-0.40	0.17	0.16	0.27
combinazioni	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
Rare (t=0)	-2442.52	-1407.89	275.09	-10.83	-1.04	1.73	3.13
Rare (t=∞)	-2096.57	-1274.10	275.09	-9.86	-0.85	1.91	3.16
Frequenti (t=0)	-2434.42	-1360.69	275.09	-10.64	-1.13	1.65	3.01
Frequenti (t=∞)	-2088.47	-1226.90	275.09	-9.67	-0.93	1.83	3.03
Quasi permanenti (t=0)	-2423.08	-1294.61	275.09	-10.37	-1.24	1.55	2.83
Quasi permanenti (t=∞)	-2077.13	-1160.82	275.09	-9.40	-1.05	1.72	2.86

Tensioni limite iniziali per	$f_{ckj} = 35.0$			
	$f_{cu} = 45.0$			
Verifica compressione:	-27.0	N/mm ²	OK	rare
	-20.3	N/mm ²	OK	permanente
Verifica trazione:	2.13	N/mm ²	OK	

Sezione S2

Dati armatura lenta trave

livelli armatura lenta	Nbarre	D barra [mm]	Af [mm ²]	Yf [mm]	Sf [mm ³]	If [mm ⁴]
1	7	20	314.2	194.0	6.09E+04	1.58E+08
2	2	12	113.1	394.0	4.46E+04	6.20E+06
3	2	12	113.1	594.0	6.72E+04	6.60E+06
4	2	12	113.1	794.0	8.98E+04	5.82E+07
5	2	12	113.1	994.0	1.12E+05	1.61E+08
6	4	12	113.1	1164.0	1.32E+05	2.89E+08
7			0.0		0.00E+00	0.00E+00
8			0.0		0.00E+00	0.00E+00
9			0.0		0.00E+00	0.00E+00
10			0.0		0.00E+00	0.00E+00
		totali	3556.3		1.58E+06	2.73E+09

dati trave solo CLS

sezione	Ygt _{CLS} [mm]	At _{CLS} [mm ²]	It _{CLS} [mm ⁴]	St _{CLS} [mm ³]	Ht _{CLS} [mm]
2	494.1	476354.0	6.84E+10	2.35E+08	1200

dati trave CLS + Af

sezione	Ygt [mm]	At [mm ²]	It [mm ⁴]	St [mm ³]	Ht [mm]
2	492.4	492915.1	7.11E+10	2.43E+08	1200

dati trave Omogeneizzata

sezione	Ygtd [mm]	Atd [mm ²]	It _d [mm ⁴]	Std [mm ³]	Ht [mm]
2	491.0	500610.0	7.12E+10	2.46E+08	1200
	Wi,td [mm ³]	Ws,td [mm ³]	W'is,id [mm ³]	W'ss,id [mm ³]	Wp,td [mm ³]
2	1.45E+08	1.00E+08	-	-	7.91E+08

Fase 1) Verifica delle tensioni iniziali "A Vuoto" (con calcolo delle perdite istantanee).

	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
peso trave	0	88.24	92.32	0.61	-0.88		
precomp. Iniz.	-2629.30	-236.58	0.00	-6.88	-2.90		
totale fase 1	-2629.30	-148.34	92.32	-6.28	-3.78	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali				
per	$f_{ckj} = 35.0$			
	$f_{cu} = 45.0$			
Verifica compressione:	-24.5	N/mm ²		OK
Verifica trazione:	1.80	N/mm ²		OK

Fase 2) Verifica delle tensioni cavi iniettati (sezione trave con cavi omogeneizzati).

		dati soletta						
sezione		Ys	As	Is	Ss	Hs		
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]		
	2				0.00E+00			
		dati trave omogeneizzata T'						
sezione		Y'gtid	A'tid	I'tid	S'tid	H'tid		
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]		
	2	489.4	510071.9	7.13E+10	2.50E+08	1200		
		W'i,id	W's,id	W'is,id	W'ss,id	W'p,id		
		[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]		
		1.46E+08	1.00E+08	1.00E+08	-1.00E+08	8.07E+08		
% diff.	0.1	N	M	V	σ_i	σ_s	σ_{is}	σ_{ss}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	peso soletta	5.54	79.70	84.60	0.56	-0.78	0.00	0.00
	precomp. % diff.	37.75	3.20	0.00	0.10	0.04	0.00	0.00
	totale fase 2	43.29	82.90	84.60	0.65	-0.74	0.00	0.00
		N	M	V	σ_i	σ_s	σ_{is}	σ_{ss}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	totale fase 1+2	-2586.00	-65.44	176.92	-5.62	-4.52	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali				
per	$f_{ckj} = 35.0$			
	$f_{cu} = 45.0$			
Verifica compressione:	-24.5	N/mm ²		OK
Verifica trazione:	1.80	N/mm ²		OK

Fase 3) Verifica delle tensioni finali (sezione trave con soletta).

		dati soletta				
sezione		Ys	As	Is	Ss	Hs
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]

2 1375.0 283539.7 1.64E+09 3.90E+08 250

dati trave + soletta omogeneizzata T''

sezione	Y''gtid [mm]	A''tid [mm ²]	I''tid [mm ⁴]	S''tid [mm ³]	H''tid [mm]		
2	789.9	772012.8	2.09E+11	6.10E+08	1450		
	W''i,id [mm ³]	W''s,id [mm ³]	W''is,id [mm ³]	W''ss,id [mm ³]	W''p,id [mm ³]		
	2.64E+08	5.08E+08	5.08E+08	-315892259	5.36E+08		
	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
permanenti	-25.17	-80.15	84.22	-0.34	0.13	0.12	0.20
ritiro soletta	46.26	191.81	0.00	0.79	-0.32	-0.46	-0.67
variazione termica	158.95	-1121.78	0.00	-4.04	2.41	1.67	2.91
precomp. % diff.	339.79	130.93	0.00	0.94	0.18	0.17	0.02
totale fase 3 (t=0)	180.04	-1010.12	84.22	-3.59	2.22	1.33	2.45
totale fase 3 (t=∞)	519.83	-879.19	84.22	-2.66	2.40	1.50	2.47

	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
totale fase 1+2+3 (t=0)	-2405.96	-1075.56	261.14	-9.21	-2.30	1.33	2.45
totale fase 1+2+3 (t=∞)	-2066.18	-944.63	261.14	-8.28	-2.11	1.50	2.47

Tensioni limite iniziali
per

$$f_{ckj} = 35.0$$

$$f_{cu} = 45.0$$

Verifica compressione: -20.3 N/mm² **OK**

Verifica trazione: 2.13 N/mm² **OK**

Fase 4) Verifica delle tensioni finali in esercizio (sezione trave con soletta).

	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
accidentali	-37.24	-169.03	164.01	-0.69	0.28	0.26	0.45
	-29.14	-130.63	127.06	-0.53	0.22	0.20	0.35
	-17.8	-76.87	75.33	-0.31	0.13	0.12	0.20
combinazioni	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
Rare (t=0)	-2443.20	-1244.59	425.15	-9.90	-2.01	1.59	2.90
Rare (t=∞)	-2103.42	-1113.66	425.15	-8.97	-1.83	1.76	2.92

Frequenti (t=0)	-2435.10	-1206.19	388.20	-9.75	-2.08	1.53	2.79
Frequenti (t=∞)	-2095.32	-1075.26	388.20	-8.81	-1.90	1.70	2.82
Quasi permanenti (t=0)	-2423.76	-1152.43	336.47	-9.53	-2.17	1.45	2.65
Quasi permanenti (t=∞)	-2083.98	-1021.50	336.47	-8.59	-1.99	1.61	2.67
Tensioni limite iniziali							
per	$f_{ckj} = 35.0$						
	$f_{cu} = 45.0$						
Verifica compressione:	-27.0	N/mm ²	OK	rare			
	-20.3	N/mm ²	OK	permanente			
Verifica trazione:	2.13	N/mm ²	OK				

Sezione S3

Dati armatura lenta trave

livelli armatura lenta	Nbarre	D barra [mm]	Af [mm ²]	Yf [mm]	Sf [mm ³]	If [mm ⁴]
1	2	12	113.1	194.0	2.19E+04	5.92E+07
2	2	12	113.1	394.0	4.46E+04	6.93E+06
3	2	12	113.1	594.0	6.72E+04	5.88E+06
4	2	12	113.1	794.0	8.98E+04	5.60E+07
5	2	12	113.1	994.0	1.12E+05	1.57E+08
6	4	12	113.1	1164.0	1.32E+05	2.84E+08
7			0.0		0.00E+00	0.00E+00
8			0.0		0.00E+00	0.00E+00
9			0.0		0.00E+00	0.00E+00
10			0.0		0.00E+00	0.00E+00
		totali	1583.4		1.20E+06	1.71E+09

dati trave solo CLS

sezione	Ygt _{CLS} [mm]	At _{CLS} [mm ²]	It _{CLS} [mm ⁴]	St _{CLS} [mm ³]	Ht _{CLS} [mm]
3	494.1	476354.0	6.84E+10	2.35E+08	1200

dati trave CLS + Af

sezione	Ygt [mm]	At [mm ²]	It [mm ⁴]	St [mm ³]	Ht [mm]
3	498.1	483727.5	7.01E+10	2.41E+08	1200

dati trave Omogeneizzata

sezione	Ygtd	Atd	It _d	Std	Ht
---------	------	-----	-----------------	-----	----

	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
3	493.7	494662.4	7.05E+10	2.44E+08	1200
	W _{i,td}	W _{s,td}	W _{'s,id}	W _{'ss,id}	W _{p,td}
3	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
	1.43E+08	-1.0E+08			3.59E+08

Fase 1) Verifica delle tensioni iniziali "A Vuoto" (con calcolo delle perdite istantanee).

	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
peso trave	0	158.30	81.92	1.11	-1.58		
precomp. Iniz.	-3736.37	-734.66	0.00	-12.69	-0.20		
totale fase 1	-3736.37	-576.36	81.92	-11.59	-1.78	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali

per $f_{ckj} = 35.0$

$f_{ck} = 45.0$

Verifica compressione: -24.5 N/mm² **OK**

Verifica trazione: 1.80 N/mm² **OK**

Fase 2) Verifica delle tensioni cavi iniettati (sezione trave con cavi omogeneizzati).

dati soletta

sezione	Y _s	A _s	I _s	S _s	H _s
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
3				0.00E+00	

dati trave omogeneizzata T'

sezione	Y' _{gtid}	A' _{tid}	I' _{tid}	S' _{tid}	H' _{tid}
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
3	488.5	508108.2	7.11E+10	2.48E+08	1200
	W' _{i,id}	W' _{s,id}	W' _{'s,id}	W' _{'ss,id}	W' _{p,id}
	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
	1.45E+08	9.99E+07	9.99E+07	-9.99E+07	3.71E+08

% diff.

0.1	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
peso soletta	5.54	144.80	77.40	1.01	-1.44	0.00	0.00
precomp. % diff.	60.85	11.13	0.00	0.20	0.01	0.00	0.00
totale fase 2	66.39	155.93	77.40	1.20	-1.43	0.00	0.00

N M V σ_i σ_s σ_{is} σ_{ss}

	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
totale fase 1+2	-3669.97	-420.43	159.32	-10.38	-3.21	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali

per $f_{ckj} = 35.0$

$f_{cu} = 45.0$

Verifica compressione: -24.5 N/mm² **OK**

Verifica trazione: 1.80 N/mm² **OK**

Fase 3) Verifica delle tensioni finali (sezione trave con soletta).

dati soletta

sezione	Y _s	A _s	I _s	S _s	H _s
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
3	1375.0	283539.7	1.64E+09	3.90E+08	250

dati trave + soletta omogeneizzata T''

sezione	Y'' _{gtid}	A'' _{tid}	I'' _{tid}	S'' _{tid}	H'' _{tid}
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
3	790.0	770049.2	2.08E+11	6.08E+08	1450

W'' _{i,id}	W'' _{s,id}	W'' _{is,id}	W'' _{ss,id}	W'' _{p,id}
[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
2.64E+08	5.08E+08	5.08E+08	-315791664	4.23E+08

	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
permanenti	-25.17	315.09	0.00	1.16	-0.65	-0.60	-0.95
ritiro soletta	46.26	191.81	0.00	0.79	-0.32	-0.46	-0.67
variazione termica	-158.95	1121.78	0.00	4.05	-2.41	-1.67	-2.91
precomp. % diff.	547.69	265.34	0.00	1.72	0.19	0.17	-0.12
totale fase 3 (t=0)	-137.86	1628.68	0.00	5.99	-3.38	-2.73	-4.53
totale fase 3 (t=∞)	409.83	1894.02	0.00	7.71	-3.19	-2.55	-4.65

	N	M	T	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
totale fase 1+2+3 (t=0)	-3807.83	1208.25	159.32	-4.39	-6.60	-2.73	-4.53
totale fase 1+2+3 (t=∞)	-3260.15	1473.59	159.32	-2.67	-6.41	-2.55	-4.65

Tensioni limite iniziali

per $f_{ckj} = 35.0$

$f_{cu} = 45.0$

Verifica compressione: -20.3 N/mm² **OK**

Verifica trazione: 2.13 N/mm² **OK**

Fase 4) Verifica delle tensioni finali in esercizio (sezione trave con soletta).

	N	M	V	σ_i	σ_s	σ_{is}	σ_{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
accidentali	-37.24	184.76	102.53	0.65	-0.41	-0.38	-0.59
	-29.14	139.96	80.61	0.49	-0.31	-0.29	-0.44
	-17.8	77.24	49.91	0.27	-0.18	-0.16	-0.25
	N	M	V	σ_i	σ_s	σ_{is}	σ_{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
combinazioni							
Rare (t=0)	-3845.07	1393.01	261.85	-3.74	-7.01	-3.11	-5.12
Rare (t=∞)	-3297.39	1658.35	261.85	-2.02	-6.82	-2.93	-5.24
Frequenti (t=0)	-3836.97	1348.21	239.93	-3.90	-6.91	-3.02	-4.98
Frequenti (t=∞)	-3289.29	1613.55	239.93	-2.18	-6.72	-2.84	-5.10
Quasi permanenti (t=0)	-3825.63	1285.49	209.23	-4.12	-6.77	-2.89	-4.78
Quasi permanenti (t=∞)	-3277.95	1550.83	209.23	-2.40	-6.58	-2.71	-4.90
Tensioni limite iniziali per	$f_{ckj} = 35.0$						
	$f_{cu} = 45.0$						
Verifica compressione:	-27.0	N/mm ²	OK	rare			
	-20.3	N/mm ²	OK	permanente			
Verifica trazione:	2.13	N/mm ²	OK				

Sezione S4

Dati armatura lenta trave

livelli armatura lenta	Nbarre	D barra	Af	Yf	Sf	If
		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]
1	2	12	113.1	194.0	2.19E+04	5.69E+07
2	2	12	113.1	394.0	4.46E+04	6.18E+06
3	2	12	113.1	594.0	6.72E+04	6.62E+06
4	2	12	113.1	794.0	8.98E+04	5.82E+07
5	2	12	113.1	994.0	1.12E+05	1.61E+08
6	4	12	113.1	1164.0	1.32E+05	2.89E+08
7			0.0		0.00E+00	0.00E+00
8			0.0		0.00E+00	0.00E+00
9			0.0		0.00E+00	0.00E+00
10			0.0		0.00E+00	0.00E+00
		totali	1583.4		1.20E+06	1.73E+09

dati trave solo CLS					
sezione	Ygt _{CLS}	At _{CLS}	It _{CLS}	St _{CLS}	Ht _{CLS}
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
4	486.6	344100.0	6.62E+10	1.67E+08	1200

dati trave CLS + Af					
sezione	Ygt	At	It	St	Ht
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
4	492.3	351473.5	6.79E+10	1.73E+08	1200

dati trave Omogeneizzata					
sezione	Ygtd	Atd	It _d	Std	Ht
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
4	493.7	348962.5	6.78E+10	1.72E+08	1200
4	Wi,td	Ws,td	W'is,id	W'ss,id	Wp,td
	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
	1.37E+08	-9.6E+07			3.45E+08

Fase 1) Verifica delle tensioni iniziali "A Vuoto" (con calcolo delle perdite istantanee).

	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
peso trave	0	158.30	81.92	1.15	-1.65		
precomp. Iniz.	-3736.37	-734.75	0.00	-16.06	-3.05		
totale fase 1	-3736.37	-576.45	81.92	-14.91	-4.70	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali per	f _{ckj} = 35.0		
	f _{cu} = 45.0		
Verifica compressione:	-24.5	N/mm ²	OK
Verifica trazione:	1.80	N/mm ²	OK

Fase 2) Verifica delle tensioni cavi iniettati (sezione trave con cavi omogeneizzati).

dati soletta					
sezione	Y _s	A _s	I _s	S _s	H _s
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
4				0.00E+00	

dati trave omogeneizzata T'					
sezione	Y'gtid	A'tid	I'tid	S'tid	H'tid
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
4	486.4	362408.4	6.83E+10	1.76E+08	1200

		W'i,id	W's,id	W'is,id	W'ss,id	W'p,id		
		[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]		
		1.40E+08	9.57E+07	9.57E+07	-9.57E+07	3.61E+08		
% diff.	0.1	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	peso soletta	-5.54	144.80	77.40	1.02	-1.53	0.00	0.00
	precomp. % diff.	70.16	12.69	0.00	0.28	0.06	0.00	0.00
	totale fase 2	64.62	157.49	77.40	1.30	-1.47	0.00	0.00
		N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	totale fase 1+2	-3671.74	-418.96	159.32	-13.61	-6.17	0.00	0.00
Tensioni limite iniziali								
per		f _{ckj} =	35.0					
		f _{cu} =	45.0					
Verifica compressione:		-24.5	N/mm ²	OK				
Verifica trazione:		1.80	N/mm ²	OK				

Fase 3) Verifica delle tensioni finali (sezione trave con soletta).

dati soletta								
sezione	Y _s	A _s	I _s	S _s	H _s			
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]			
4	1375.0	283539.7	1.64E+09	3.90E+08	250			
dati trave + soletta omogeneizzata T''								
sezione	Y''gtid	A''tid	I''tid	S''tid	H''tid			
	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]			
4	859.2	624349.3	1.90E+11	5.36E+08	1450			
		W''i,id	W''s,id	W''is,id	W''ss,id	W''p,id		
		[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]		
		2.21E+08	5.57E+08	5.57E+08	-321365410	3.38E+08		
		N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	permanenti	-25.17	315.09	0.00	1.39	-0.61	-0.56	-0.94
	ritiro soletta	46.26	191.81	0.00	0.94	-0.27	-0.41	-0.65
	variazione termica	-158.95	1121.78	0.00	4.82	-2.27	-1.53	-2.90
	precomp. % diff.	631.48	349.63	0.00	2.59	0.38	0.35	-0.07
	totale fase 3 (t=0)	-137.86	1628.68	0.00	7.15	-3.14	-2.51	-4.49

totale fase 3 (t=∞)	493.62	1978.31	0.00	9.74	-2.76	-2.15	-4.56
	N	M	T	σ_i	σ_s	σ_{is}	σ_{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
totale fase 1+2+3 (t=0)	-3809.60	1209.72	159.32	-6.46	-9.31	-2.51	-4.49
totale fase 1+2+3 (t=∞)	-3178.13	1559.36	159.32	-3.86	-8.93	-2.15	-4.56
Tensioni limite iniziali							
per	$f_{ckj} = 35.0$						
	$f_{cu} = 45.0$						
Verifica compressione:	-20.3	N/mm ²	OK				
Verifica trazione:	2.13	N/mm ²	OK				

Fase 4) Verifica delle tensioni finali in esercizio (sezione trave con soletta).

	N	M	V	σ_i	σ_s	σ_{is}	σ_{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
accidentali	-37.24	184.76	102.53	0.78	-0.39	-0.36	-0.59
	-29.14	139.96	80.61	0.59	-0.30	-0.28	-0.45
	-17.8	77.24	49.91	0.32	-0.17	-0.15	-0.25
combinazioni	N	M	V	σ_i	σ_s	σ_{is}	σ_{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Rare (t=0)	-3846.84	1394.48	261.85	-5.68	-9.70	-2.87	-5.07
Rare (t=∞)	-3215.37	1744.12	261.85	-3.09	-9.32	-2.51	-5.15
Frequenti (t=0)	-3838.74	1349.68	239.93	-5.87	-9.61	-2.78	-4.93
Frequenti (t=∞)	-3207.27	1699.32	239.93	-3.28	-9.23	-2.43	-5.00
Quasi permanenti (t=0)	-3827.40	1286.96	209.23	-6.13	-9.48	-2.66	-4.74
Quasi permanenti (t=∞)	-3195.93	1636.60	209.23	-3.54	-9.10	-2.31	-4.81
Tensioni limite iniziali							
per	$f_{ckj} = 35.0$						
	$f_{cu} = 45.0$						
Verifica compressione:	-27.0	N/mm ²	OK	rare			
	-20.3	N/mm ²	OK	permanente			
Verifica trazione:	2.13	N/mm ²	OK				

Sezione S5

Dati armatura lenta trave

livelli
armatura
lenta

	Nbarre	D barra [mm]	Af [mm ²]	Yf [mm]	Sf [mm ³]	If [mm ⁴]
1	2	12	113.1	194.0	2.19E+04	5.69E+07
2	2	12	113.1	394.0	4.46E+04	6.18E+06
3	2	12	113.1	594.0	6.72E+04	6.62E+06
4	2	12	113.1	794.0	8.98E+04	5.82E+07
5	2	12	113.1	994.0	1.12E+05	1.61E+08
6	4	12	113.1	1164.0	1.32E+05	2.89E+08
7			0.0		0.00E+00	0.00E+00
8			0.0		0.00E+00	0.00E+00
9			0.0		0.00E+00	0.00E+00
10			0.0		0.00E+00	0.00E+00
		totali	1583.4		1.20E+06	1.73E+09

dati trave solo CLS

sezione	Ygt _{CLS} [mm]	At _{CLS} [mm ²]	It _{CLS} [mm ⁴]	St _{CLS} [mm ³]	Ht _{CLS} [mm]
5	486.6	344100.0	6.62E+10	1.67E+08	1200

dati trave CLS + Af

sezione	Ygt [mm]	At [mm ²]	It [mm ⁴]	St [mm ³]	Ht [mm]
5	492.3	351473.5	6.79E+10	1.73E+08	1200

dati trave Omogeneizzata

sezione	Ygtd [mm]	Atd [mm ²]	It _d [mm ⁴]	Std [mm ³]	Ht [mm]
5	494.4	348404.5	6.77E+10	1.72E+08	1200
5	Wi,td [mm ³]	Ws,td [mm ³]	W'is,id [mm ³]	W'ss,id [mm ³]	Wp,td [mm ³]
	1.37E+08	-9.6E+07			2.80E+08

Fase 1) Verifica delle tensioni iniziali "A Vuoto" (con calcolo delle perdite istantanee).

	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	σ _i [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{is} [N/mm ²]	σ _{ss} [N/mm ²]
peso trave	0	510.53	0.00	3.73	-5.32		
precomp. Iniz.	-4566.67	-1103.59	0.00	-21.17	-1.61		
totale fase 1	-4566.67	-593.06	0.00	-17.44	-6.93	0.00	0.00

Tensioni limite iniziali

per $f_{ckj} = 35.0$
 $f_{cu} = 45.0$

Verifica compressione:	-24.5	N/mm ²	OK
Verifica trazione:	1.80	N/mm ²	OK

Fase 2) Verifica delle tensioni cavi iniettati (sezione trave con cavi omogeneizzati).

		dati soletta						
sezione		Ys	As	Is	Ss	Hs		
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]		
	5				0.00E+00			
		dati trave omogeneizzata T'						
sezione		Y'gtid	A'tid	I'tid	S'tid	H'tid		
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]		
	5	483.5	364838.3	6.86E+10	1.76E+08	1200		
		W'i,id	W's,id	W'is,id	W'ss,id	W'p,id		
		[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]		
		1.42E+08	9.58E+07	9.58E+07	-9.58E+07	2.97E+08		
% diff.	0.1	N	M	V	σi	σs	σis	σss
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	peso soletta	-5.54	477.62	0.00	3.35	-5.00	0.00	0.00
	precomp. % diff.	82.82	18.02	0.00	0.35	0.04	0.00	0.00
	totale fase 2	77.28	495.64	0.00	3.70	-4.96	0.00	0.00
		N	M	V	σi	σs	σis	σss
		[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	totale fase 1+2	-4489.39	-97.42	0.00	-13.73	-11.89	0.00	0.00
Tensioni limite iniziali								
	per	f _{ckj} =	35.0					
		f _{cu} =	45.0					
	Verifica compressione:	-24.5	N/mm ²	OK				
	Verifica trazione:	1.80	N/mm ²	OK				

Fase 3) Verifica delle tensioni finali (sezione trave con soletta).

		dati soletta				
sezione		Ys	As	Is	Ss	Hs
		[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]
	5	1375.0	283539.7	1.64E+09	3.90E+08	250
		dati trave + soletta omogeneizzata T''				
sezione		Y"gtid	A"tid	I"tid	S"tid	H"tid

5	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm]		
	856.1	626779.3	1.91E+11	5.37E+08	1450		
	W ^{"i,id}	W ^{"s,id}	W ^{"is,id}	W ^{"ss,id}	W ^{"p,id}		
	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]		
	2.23E+08	5.56E+08	5.56E+08	-322122808	3.17E+08		
	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
permanenti	-25.17	315.09	0.00	1.37	-0.61	-0.56	-0.94
ritiro soletta	46.26	191.81	0.00	0.93	-0.27	-0.41	-0.65
variazione termica	-158.95	1121.78	0.00	4.77	-2.27	-1.54	-2.89
precomp. % diff.	745.36	439.88	0.00	3.16	0.40	0.37	-0.16
totale fase 3 (t=0)	-137.86	1628.68	0.00	7.07	-3.15	-2.51	-4.48
totale fase 3 (t=∞)	607.50	2068.56	0.00	10.23	-2.75	-2.14	-4.64

	N	M	T	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
totale fase 1+2+3 (t=0)	-4627.25	1531.26	0.00	-6.67	-15.04	-2.51	-4.48
totale fase 1+2+3 (t=∞)	-3881.90	1971.14	0.00	-3.51	-14.64	-2.14	-4.64

Tensioni limite iniziali
per

$f_{ckj} = 35.0$
 $f_{cu} = 45.0$

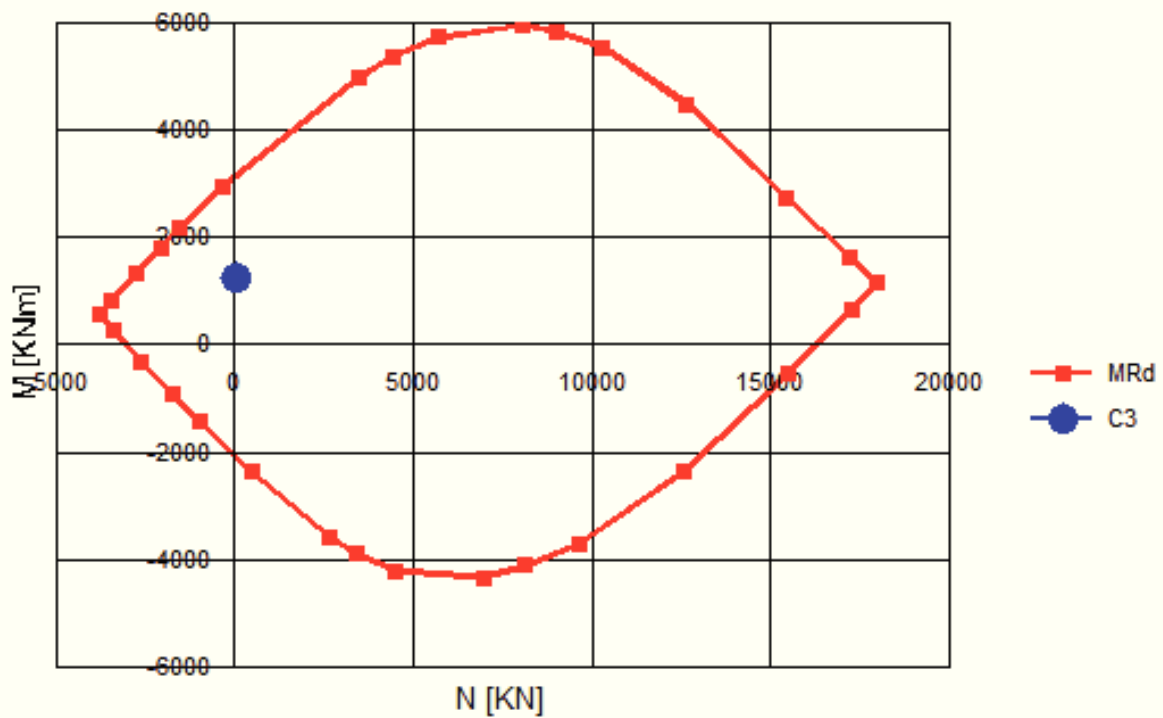
Verifica compressione: -20.3 N/mm² **OK**
Verifica trazione: 2.13 N/mm² **OK**

Fase 4) Verifica delle tensioni finali in esercizio (sezione trave con soletta).

	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
accidentali	-37.24	638.66	82.45	2.80	-1.21	-1.12	-1.89
	-29.14	494.16	62.97	2.16	-0.93	-0.86	-1.46
	-17.8	291.86	35.69	1.28	-0.55	-0.51	-0.86
	N	M	V	σ _i	σ _s	σ _{is}	σ _{ss}
	[kN]	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
combinazioni							
Rare (t=0)	-4664.49	2169.91	82.45	-3.87	-16.25	-3.63	-6.36
Rare (t=∞)	-3919.14	2609.79	82.45	-0.71	-15.85	-3.26	-6.53
Frequenti (t=0)	-4656.39	2025.41	62.97	-4.50	-15.97	-3.37	-5.94
Frequenti (t=∞)	-3911.04	2465.29	62.97	-1.34	-15.57	-3.01	-6.10
Quasi permanenti (t=0)	-4645.05	1823.11	35.69	-5.39	-15.59	-3.02	-5.34
Quasi permanenti	-3899.70	2262.99	35.69	-2.23	-15.19	-2.65	-5.50

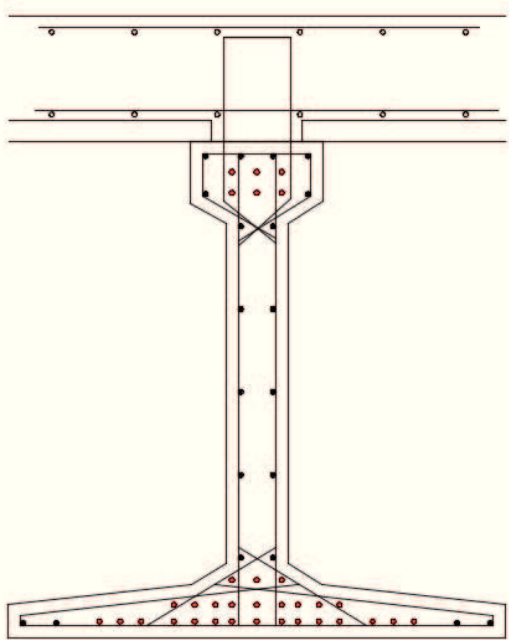
(t=00)

Tensioni limite iniziali				
per	$f_{ckj} = 35.0$			
	$f_{cu} = 45.0$			
Verifica compressione:	-27.0	N/mm ²	OK	rare
	-20.3	N/mm ²	OK	permanente
Verifica trazione:	2.13	N/mm ²	OK	



($M_{RD} = 3151 \text{ kNm} > 1251 \text{ kNm}$ (sisma E1))

Sezione di mezzera:



$d_1 = 50 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 678 \text{ mm}^2$	$\Phi 12/20$
$d_2 = 200 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 678 \text{ mm}^2$	$\Phi 12/20$
$d_3 = 350 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 452 \text{ mm}^2$	$4\Phi 12$
$d_4 = 450 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 226 \text{ mm}^2$	$2\Phi 12$
$d_5 = 520 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 226 \text{ mm}^2$	$2\Phi 12$
$d_6 = 720 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 226 \text{ mm}^2$	$2\Phi 12$
$d_7 = 920 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 226 \text{ mm}^2$	$2\Phi 12$
$d_8 = 1120 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 226 \text{ mm}^2$	$2\Phi 12$
$d_9 = 1320 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 226 \text{ mm}^2$	$2\Phi 12$
$d_{10} = 1450 \text{ mm}$	$A_{s,1} = 452 \text{ mm}^2$	$4\Phi 12$

Verifica strutturale allo stato limite ultimo si completa con la verifica a taglio che si esegue per la sezione di appoggio. È necessario disporre staffe $\Phi 10/10$ per i primi 2.5 m dopo l'asse dei supporti.

Verifica a taglio senza armatura		
V_{Ed}	(kN)	675
b_w	(mm)	300
d	(mm)	1450
f_{ck}	(MPa)	45.00
γ_c	(-)	1,5
f_{cd}	(MPa)	25.50
N_{Ed}	(N)	0
A_c	(mm ²)	435000
σ_{cp}	(N/mm ²)	0
verifica $\sigma_{cp} < 0.2f_{cd}$		ok
k	(-)	1.37
verifica $k \leq 2$		ok
v_{min}	(MPa)	0.409
Φ	(mm)	20
n barre	(-)	0
A_{st}	(mm ²)	0
ρ_l	(-)	0.0000
verifica $\rho_l \leq 0.02$		ok
$V_{Rd,c}$	(kN)	178.0
verifica $V_{Ed} < V_{Rd,c}$		no

Verifica a taglio con armatura		
V_{Ed}	(kN)	675
z	(mm)	1305
s (passo staffe)	(mm)	100
Φ	(mm)	10
n (bracci staffe)	(-)	2
A_{sw}	(mm ²)	157
f_{yk}	(N/mm ²)	450
f_{yd}	(N/mm ²)	391.3
α	(°)	90
θ	(°)	45
f_{cd}	(MPa)	25.5
$V'_{Rd,s}$ (staffe)	(kN)	802.1
s (passo piegati)	(mm)	0.0
Φ	(mm)	0.0
n (ferri piegati)	(-)	0.0
A_{sp}	(mm ²)	0.0
α	(°)	45.0
θ	(°)	45.0
$V''_{Rd,s}$ (piegati)	(kN)	0.0
α_{cw}	(-)	1.00
b_w	(mm)	300
ν_1	(-)	0.5
$V_{Rd,max}$ (calcestruzzo)	(kN)	2495.8
$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$	(kN)	802.1
Verifica $V_{Ed} < V_{Rd}$		si

9.2.4 VERIFICHE COLLEGAMENTO TRAVE-SOLETTA

La sollecitazione di taglio sulla superficie di collegamento tra la trave in cemento armato prefabbricata e la soletta in cemento gettato in situ viene valutata con la formula:

$$v_u = \frac{\beta(V_u)}{z b_j}$$

dove:

$\beta = 1$ è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata

$$V_u = 409.4 \text{ kN}$$

forza di taglio agente

$$b_j = 220 \text{ mm}$$

larghezza della superficie di contatto:

$$z = 0.9 d = 0.9 \times 1500 = 1350 \text{ mm}$$

braccio della coppia interna della sezione composta

$$v_u = \frac{409.4 \times 10^3}{1350 \times 220} = 1.38 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di progetto a taglio all'interfaccia è data da (EC.2) :

$$v_r = c f_{ctd} + \rho f_{y,d} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \sigma_n < 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove :

c e μ : sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

f_{ctd} : resistenza a trazione del calcestruzzo;

σ_n : tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c f_{ctd}$ pari a 0;

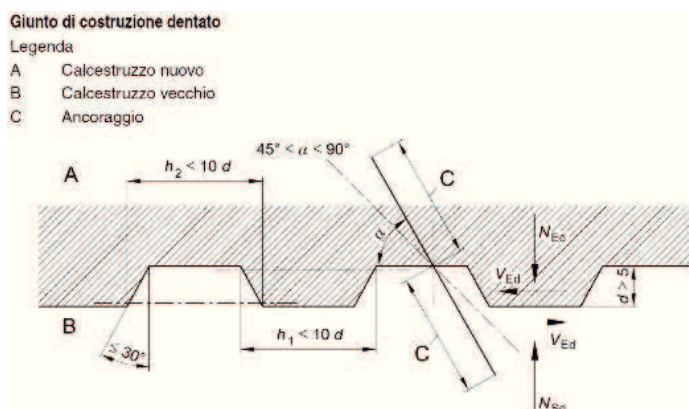
$$\rho = A_s / A_i.$$

A_s è l'area di armatura che attraversa l'interfaccia, compresa l'ordinaria armatura a taglio (se presente), adeguatamente ancorata ad entrambi i lati dell'interfaccia;

A_i è l'area del giunto;

α è definito nella figura 6.9 e si raccomanda che sia limitato a $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

v è un coefficiente di riduzione della resistenza [vedere punto 6.2.2 (6)].



$$c=0.35$$

per superficie liscia

$$f_{ctd} = 1.45 N / mm^2$$

tensione tangenziale resistente del calcestruzzo

$$f_{y,d} = 391 N / mm^2$$

tensione di snervamento di progetto

$$\mu = 0.6$$

coefficient di attrito tangenziale

$$\rho = \frac{A_s}{A_j} \quad A_s \text{ è l'area di acciaio e } A_j \text{ è l'area della superficie di contatto}$$

$$\rho = \frac{v_u - c f_{ctd}}{f_y \mu} = 0.0037 \quad A_s = \rho \times A_j = 81.4 \text{ mm}^2 / 100 \text{ mm} \quad (\mathbf{1\Phi 10/100}).$$

10 VERIFICHE SPALLE

10.1 SPALLE SU FONDAZIONI PROFONDE

Le spalle sono integrate con l'impalcato e sopportano sia i carichi di prima fase, dove l'impalcato è semplicemente appoggiato, che quelli delle fasi successive dove con il getto della soletta il giunto con l'impalcato diviene di continuità.

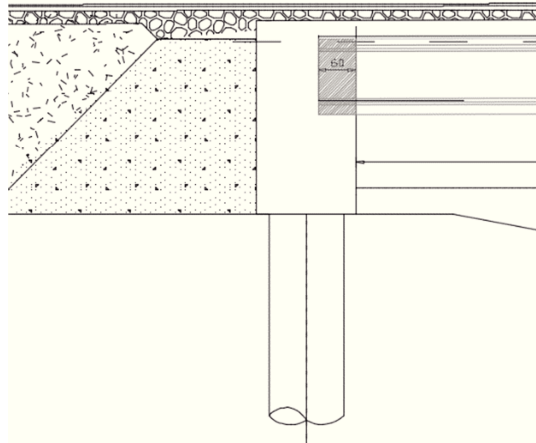


Figura 4: geometria della spalla.

10.1.1 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

La verifica del muro della spalla viene eseguita in corrispondenza di due sezioni, quella in corrispondenza dello spessore minimo, (retro trave) e nella sezione di spessore pieno. Le azioni sono riportate nel cap. ** riportiamo di seguito un riepilogo.

Combinazione	Sezione	N (kN)	M (kNm)	V (kNm)
Sisma E1	Sp. 100 cm	-254.0	1606.5	250.0
Sisma E1	Sp. 160 cm	-184.0	393.0	111.0

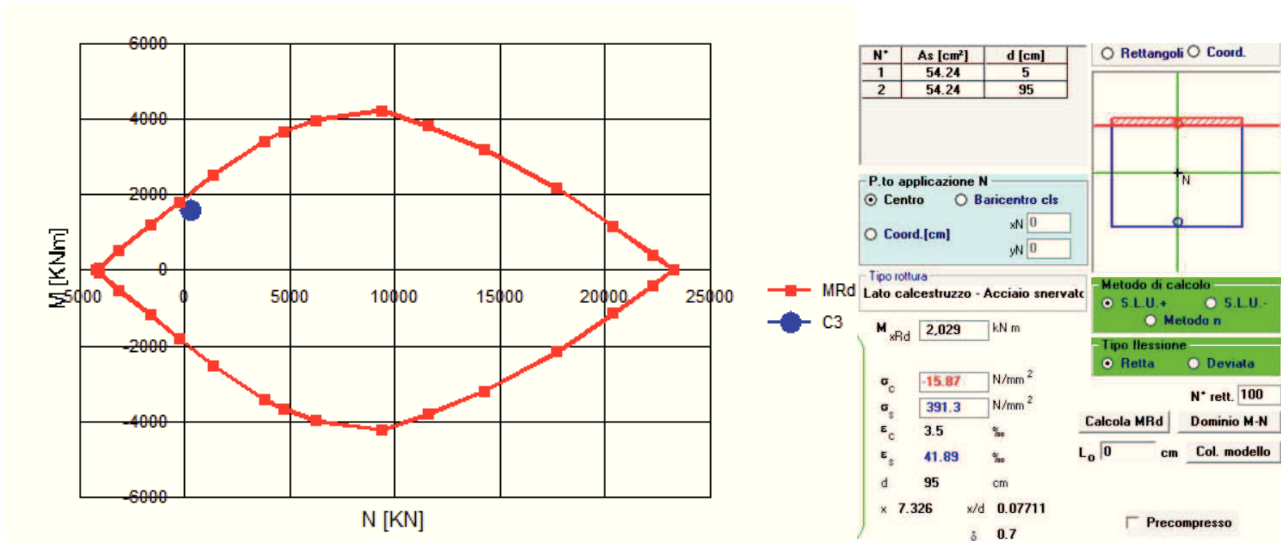
Sezione sp. 80:

la sezione resistente è pari a 120x120 cm

$$d_1 = 50 \text{ mm} \quad A_{s,1} = 5424 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \Phi 24/10$$

$$d_2 = 950 \text{ mm} \quad A_{s,1} = 5424 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \Phi 24/10$$

La resistenza ultima per SLU, è:



($M_{RD} = 2029 \text{ kNm} > 1606.5 \text{ kNm}$)

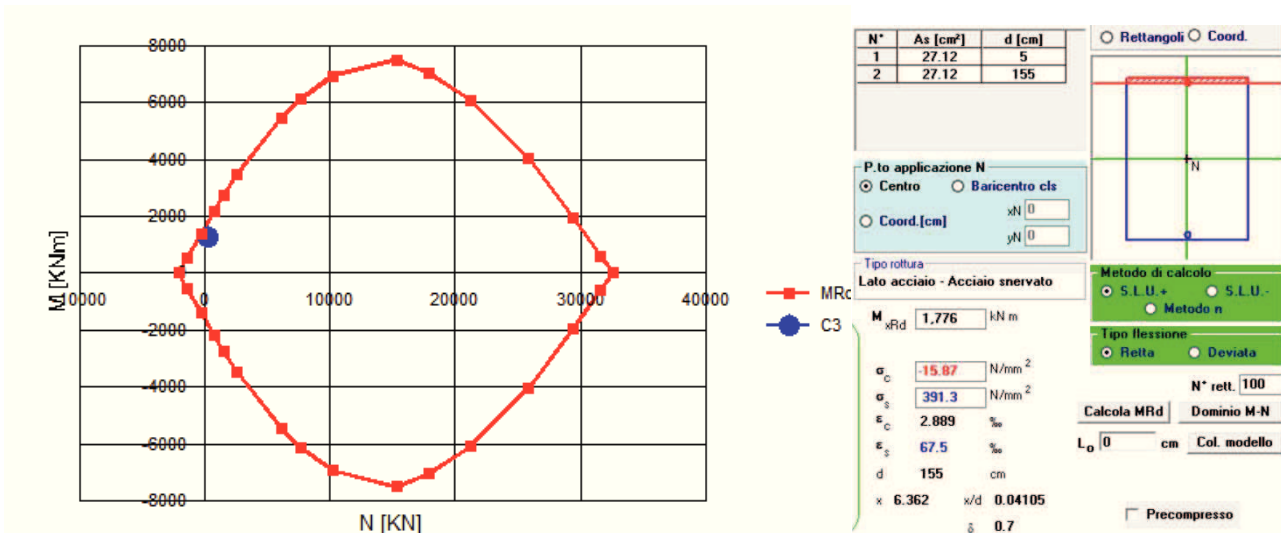
Sezione sp. 120:

la sezione resistente è pari a 120x160 cm

$$d_1 = 50 \text{ mm} \quad A_{s,1} = 2712 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \Phi 24/20$$

$$d_2 = 1550 \text{ mm} \quad A_{s,1} = 2712 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \Phi 24/20$$

La resistenza ultima per SLU, è:



($M_{RD} = 1776 \text{ kNm} > 1272 \text{ kNm}$ (sisma E1))

La verifica strutturale allo stato limite ultimo si completa con la verifica a taglio che si esegue per la sezione di spessore minore dove si evidenzia la mancanza di necessità dell'armatura a taglio.

Verifica a taglio senza armatura		
V_{Ed}	(kN)	250
b _w	(mm)	1200
d	(mm)	950
f _{ck}	(MPa)	30.00
γ _c	(-)	1,5
f _{cd}	(MPa)	17.00
N _{Ed}	(N)	254000
A _c	(mm ²)	1140000
σ _{cp}	(N/mm ²)	0.21166667
verifica σ_{cp}<0.2f_{cd}		ok
k	(-)	1.46
verifica k<=2		ok
v _{min}	(MPa)	0.380
Φ	(mm)	24
n barre	(-)	12
A _{sl}	(mm ²)	5429
ρ _l	(-)	0.0048
verifica ρ_l<=0.02		ok
V_{Rd,c}	(kN)	516.2
verifica V_{Ed}<V_{Rd,c}		si

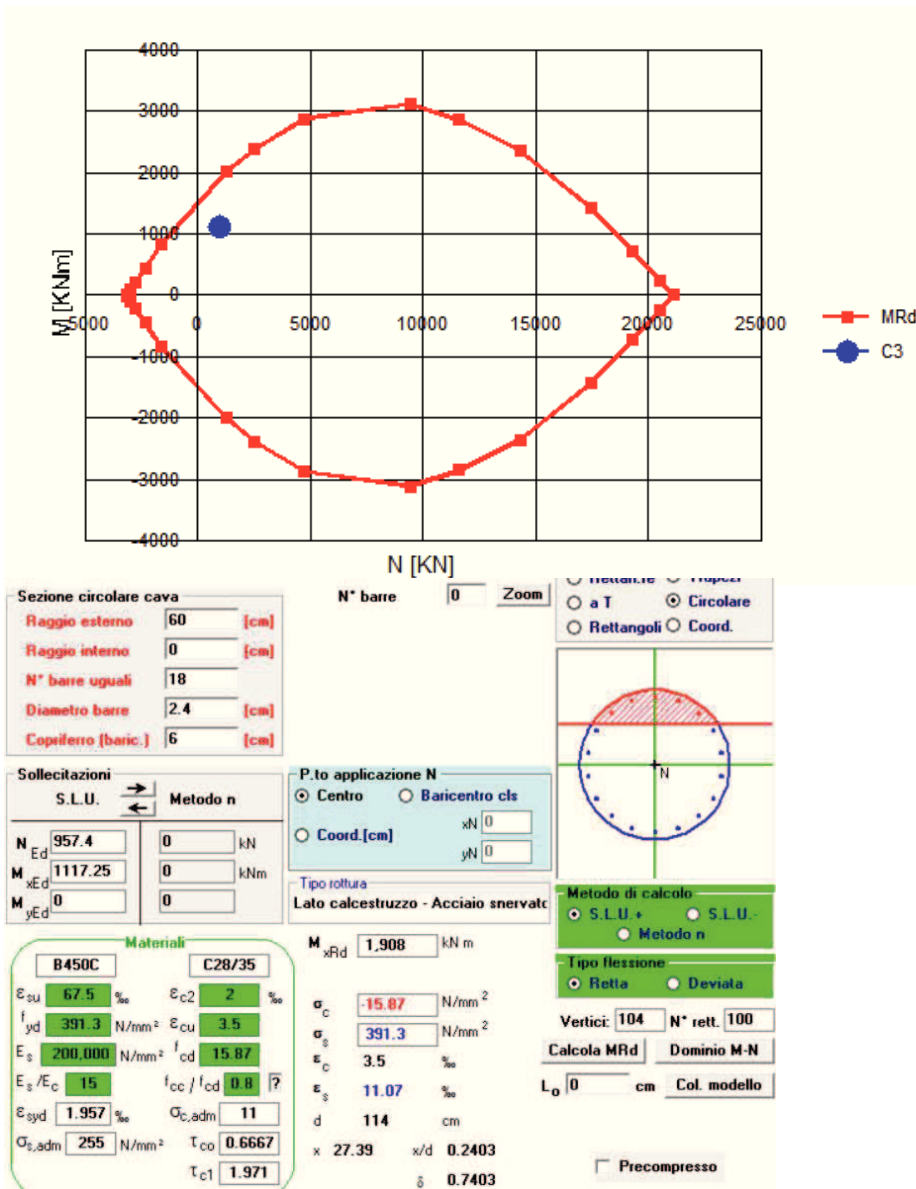
10.1.2 VERIFICA STRUTTURALI DEI PALI

Il controllo viene eseguito con forza assiale minima e massima forza orizzontale sulla testa del palo al fine di ottimizzare i momenti flettenti. Per la verifica strutturale dei pali indichiamo nella seguente tabella di numero massimo di richieste:

Combinazione	N _{max} (kN)	M _{max} (kNm)	V _{max} (kN)
Inviluppo A1-M1	957.4	1117.25	150.0
Inviluppo E1	1128.0	893.50	272.8

La geometria e l'armatura è riportata di seguito:

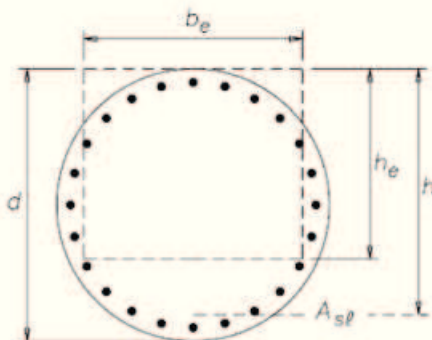
D = 1200 mm c = 80 mm A_s = 18 φ 24



($M_{RD} = 1908.5 \text{ kNm} > 1117.25 \text{ kNm}$)

La verifica strutturale agli stati limite ultimi è completata dalla verifica a taglio del fusto del palo considerando la sezione equivalente secondo lo schema sotto riportato:

sezione circolare $b_c = 0,90 d$
 $h_e = 0,45 d + 0,64(h - d/2)$
 $A_{sl} = 0,5 A_s$



Si adotta un'armatura a taglio pari a $\phi 12/200$.

Verifica a taglio senza armatura		
V_{Ed}	(kN)	272.8
bw	(mm)	1080
d	(mm)	780
f_{ck}	(MPa)	30.00
γ_c	(-)	1,5
f_{cd}	(MPa)	17.00
N_{Ed}	(N)	1128000
A_c	(mm ²)	842400
σ_{cp}	(N/mm ²)	0.249469214
verifica $\sigma_{cp} < 0.2f_{cd}$		ok
k	(-)	1.51
verifica $k \leq 2$		ok
v_{min}	(MPa)	0.399
Φ	(mm)	24
n barre	(-)	9
A_{sl}	(mm ²)	4071
ρ_l	(-)	0.0048
verifica $\rho_l \leq 0.02$		ok
$V_{Rd,c}$	(kN)	399.5
verifica $V_{Ed} < V_{Rd,c}$		si

Verifica a taglio con armatura		
V_{Ed}	(kN)	272.8
z	(mm)	702
s (passo staffe)	(mm)	200
Φ	(mm)	12
n bracci staffe	(-)	2
A_{sw}	(mm ²)	226
f_{yk}	(N/mm ²)	450
f_{yd}	(N/mm ²)	391.30
α	(°)	90
θ	(°)	21.8
f_{cd}	(MPa)	17.0
$V'_{Rd,s}$ (staffe)	(kN)	776.7
s (passo piegati)	(mm)	0.0
Φ	(mm)	0.0
n ferri piegati	(-)	0.0
A_{sp}	(mm ²)	0.0
α	(°)	45.0
θ	(°)	21.8
$V''_{Rd,s}$ (piegati)	(kN)	0.0
α_{cw}	(-)	1.01
b_w	(mm)	1080
ν_1	(-)	0.5
$V_{Rd,max}$ (calcestruzzo)	(kN)	2254.7
$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$	(kN)	776.7
Verifica $V_{Ed} < V_{Rd}$		si

10.1.3 VERIFICA GEOTECNICA DEI PALI

La verifica geotecnica viene eseguita in funzione dei parametri riportati sulla relazione geologica-geotecnica dei terreni presenti in situ:

Riportiamo di seguito le sollecitazioni sui pali per le verifiche geotecniche

Combinazione	Nmax (kN)	Qe (kN)
Involuppo A1-M1	957.4	1563
sisma	1128.0	1463

Per la determinazione del carico limite del palo di fondazione, e del coefficiente di sicurezza, si è utilizzata la classica formula statica

$$Q = A_p (N_q \sigma_v + N_c c)$$

per quanto riguarda i coefficienti N_q e N_c ci si è riferiti ai valori riportati nelle raccomandazioni geotecniche dell'AGI, utilizzando il grafico di Berezantzev.

piano posa (m)	0.00	griporto (t/mc)	0	peso rinterro (t/mq)	0	F palo (m)	1.20	Apalo (mq)	1.13	gacqua (t/mc)	1	H falda (m)	0	teorie calcolo Nq	berezantzev_2-D	Ep (t/mq)
n° strato	potenza strati (m)	profondità (m)	gterreno (t/mc)	angolo d'attrito f	fcv	prof. media strato (m)	s'v (t/mq) media	s'v (t/mq)	Ko	s'o (t/mq)	b	ca (t/mq)= a*cu	Ql parziale (t)	Nq	Nc	c (t/mq)
1	2.00	2	1.90	26.00		1.00	0.90	1.80	0.562	0.51	0.97	0.1	2.54	10.23	18.92	0.1
2	2.00	4	1.90	26.00		3.00	2.70	3.60	0.562	1.52	0.83	0.1	6.26	10.23	18.92	0.1
3	2.00	6	1.90	26.00		5.00	4.50	5.40	0.562	2.53	0.73	0.1	9.97	10.23	18.92	0.1
4	2.00	8	1.90	26.00		7.00	6.30	7.20	0.562	3.54	0.65	0.1	13.69	10.23	18.92	0.1
5	2.00	10	1.90	26.00		9.00	8.10	9.00	0.562	4.55	0.58	0.1	17.41	10.23	18.92	0.1
6	2.00	12	1.90	26.00		11.00	9.90	10.80	0.562	5.56	0.52	0.1	21.13	10.23	18.92	0.1
7	2.00	14	1.90	26.00		13.00	11.70	12.60	0.562	6.57	0.47	0.1	24.84	10.23	18.92	0.1
8	2.00	16	1.90	26.00		15.00	13.50	14.40	0.562	7.58	0.42	0.1	28.56	10.23	18.92	0.1
9	2.00	18	1.90	26.00		17.00	15.30	16.20	0.562	8.59	0.38	0.1	32.28	10.23	18.92	0.1
10	2.00	20	1.90	26.00		19.00	17.10	18.00	0.562	9.60	0.34	0.1	36.00	10.23	18.92	0.1
11	2.00	22	1.90	26.00		21.00	18.90	19.80	0.562	10.61	0.30	0.1	39.71	10.23	18.92	0.1
12	2.00	24	1.90	26.00		23.00	20.70	21.60	0.562	11.63	0.25	0.1	43.43	10.23	18.92	0.1
								peso palo p.p	x	lung. Palo	Ql kN	Qp kN	Qe kN	scls kN/mq	qp kN/mq	
								339.12	1.7	20	1926.7	2103.7	1563.0	1382.7	180.0	

piano posa (m)	0.00	griporto (t/mc)	0	peso rinterro (t/mq)	0	F palo (m)	1.20	Apalo (mq)	1.13	gacqua (t/mc)	1	H falda (m)	0	teorie calcolo Nq	berezantzev_2-D	Ep (t/mq)
n° strato	potenza strati (m)	profondità (m)	gterreno (t/mc)	angolo d'attrito f	fcv	prof. media strato (m)	s'v (t/mq) media	s'v (t/mq)	Ko	s'o (t/mq)	b	ca (t/mq)= a*cu	Ql parziale (t)	Nq	Nc	c (t/mq)
1	2.00	2	1.90	21.32		1.00	0.90	1.80	0.637	0.57	0.97	0.1	2.17	10.23	23.65	0.07
2	2.00	4	1.90	21.32		3.00	2.70	3.60	0.637	1.72	0.83	0.1	5.54	10.23	23.65	0.07
3	2.00	6	1.90	21.32		5.00	4.50	5.40	0.637	2.86	0.73	0.1	8.91	10.23	23.65	0.07
4	2.00	8	1.90	21.32		7.00	6.30	7.20	0.637	4.01	0.65	0.1	12.28	10.23	23.65	0.07
5	2.00	10	1.90	21.32		9.00	8.10	9.00	0.637	5.16	0.58	0.1	15.65	10.23	23.65	0.07
6	2.00	12	1.90	21.32		11.00	9.90	10.80	0.637	6.30	0.52	0.1	19.02	10.23	23.65	0.07
7	2.00	14	1.90	21.32		13.00	11.70	12.60	0.637	7.45	0.47	0.1	22.39	10.23	23.65	0.07
8	2.00	16	1.90	21.32		15.00	13.50	14.40	0.637	8.59	0.42	0.1	25.76	10.23	23.65	0.07
9	2.00	18	1.90	21.32		17.00	15.30	16.20	0.637	9.74	0.38	0.1	29.13	10.23	23.65	0.07
10	2.00	20	1.90	21.32		19.00	17.10	18.00	0.637	10.88	0.34	0.1	32.51	10.23	23.65	0.07
11	2.00	22	1.90	21.32		21.00	18.90	19.80	0.637	12.03	0.30	0.1	35.88	10.23	23.65	0.07
12	2.00	24	1.90	21.32		23.00	20.70	21.60	0.637	13.18	0.25	0.1	39.25	10.23	23.65	0.07
								peso palo p.p	x	lung. Palo	Ql kN	Qp kN	Qe kN	scls kN/mq	qp kN/mq	
								339.12	1.7	20	1733.8	2101.4	1463.4	1294.6	180.0	