



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA
ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE
DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE STRADALE PRINCIPALE

VIADOTTI

VIADOTTO CUNGIANUS

Relazione di calcolo strutture

CODICE PROGETTO		CODICE ELABORATO						SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	V I 0 5	S T R	R E 0 1	D	-	03/05/2019

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.

SWSTM

Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Antonio De Girolamo

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	4
1.2	Oggetto specifico della relazione: verifiche strutturali	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni, linee guida	6
2.2	Elaborati	7
2.3	Bibliografia	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Conglomerato cementizio	8
3.1.1	Elevazioni Spalle	8
3.1.2	Fondazioni (Platee Spalle)	8
3.1.3	Conglomerato cementizio per le travi prefabbricate	8
3.1.4	Conglomerato cementizio per traversi e soletta	9
3.2	Acciaio per barre di armatura	9
3.3	acciaio armonico per precompressione	9
3.4	Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato	10
4	CARICHI DI PROGETTO DELL'IMPALCATO	12
4.1	Carichi permanenti strutturali	12
4.2	Carichi permanenti portati	12
4.3	Carichi variabili da traffico veicolare	12
4.3.1	Carichi verticali	12
4.3.2	Frenatura e avviamento	13
4.3.3	Azioni sui parapetti	13
4.4	Ritiro	13
4.5	Dilatazione termica	13
4.6	Vento	14
4.7	Azione Sismica	14
4.7.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica	14
4.7.2	Parametri sismici di riferimento	14

4.8	Combinazione dei carichi.....	15
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO	18
5.1	Parametri geotecnici.....	18
5.2	Caratterizzazione sismica dell'area	18
5.2.1	Periodo di riferimento	18
5.2.2	Determinazione della categoria di sottosuolo.....	18
5.2.3	Determinazione della categoria topografica	18
5.2.4	Determinazione della azione sismica	19
6	STATICA GLOBALE DELL'IMPALCATO	20
6.1	Dati dimensionali	20
6.2	Precompressione.....	22
6.3	Analisi dei carichi.....	23
6.4	Modellazione strutturale.....	26
6.5	Verifiche – Trave Laterale 1.....	27
6.6	Verifica soletta	33
6.7	Dalle prefabbricate.....	38
7	SOLETTA FLOTTANTE	39
8	APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI DI DILATAZIONE.....	41
9	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE.....	46
9.1	Geometria delle spalle.....	46
9.2	Modello agli elementi finiti.....	47
9.3	Analisi dei carichi della spalla	49
9.3.1	Peso proprio delle strutture	49
9.3.2	Peso proprio terreno imbarcato.....	49
9.3.3	Spinte orizzontali dovute al terreno	49
9.3.4	Carico stradale accidentale	50
9.3.5	Caratterizzazione sismica	51
9.3.6	Spinta sismica inerziale delle strutture	51
9.3.7	Spinta sismica del terreno.....	51
9.3.8	Carichi sismici derivanti dall'impalcato	52
9.3.9	Carichi statici derivanti dall'impalcato.....	53



9.4	Combinazioni di carico.....	55
10	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE	60
10.1	Risultati delle analisi	60
10.2	Verifiche di sicurezza.....	62

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

Nella presente relazione si riportano le verifiche strutturali delle sottostrutture relative al viadotto su Rio Cungianus (VI-05) nell'ambito della nuova SS554 "Cagliaritano" adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850 per la progettazione definitiva.

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, il "**Viadotto Cungianus**" un'opera che verrà realizzata nell'ambito del Lotto 2, tra le progressive 10+042.68 e 10+063.88, per l'attraversamento dell'omonimo corso d'acqua, all'interno del Comune di Selargius.



Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico della relazione: verifiche strutturali

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali delle sottostrutture del "VI-05". Il documento si pone l'obiettivo di descrivere i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento strutturale dell'opera.

Di seguito il profilo e la pianta dell'opera.

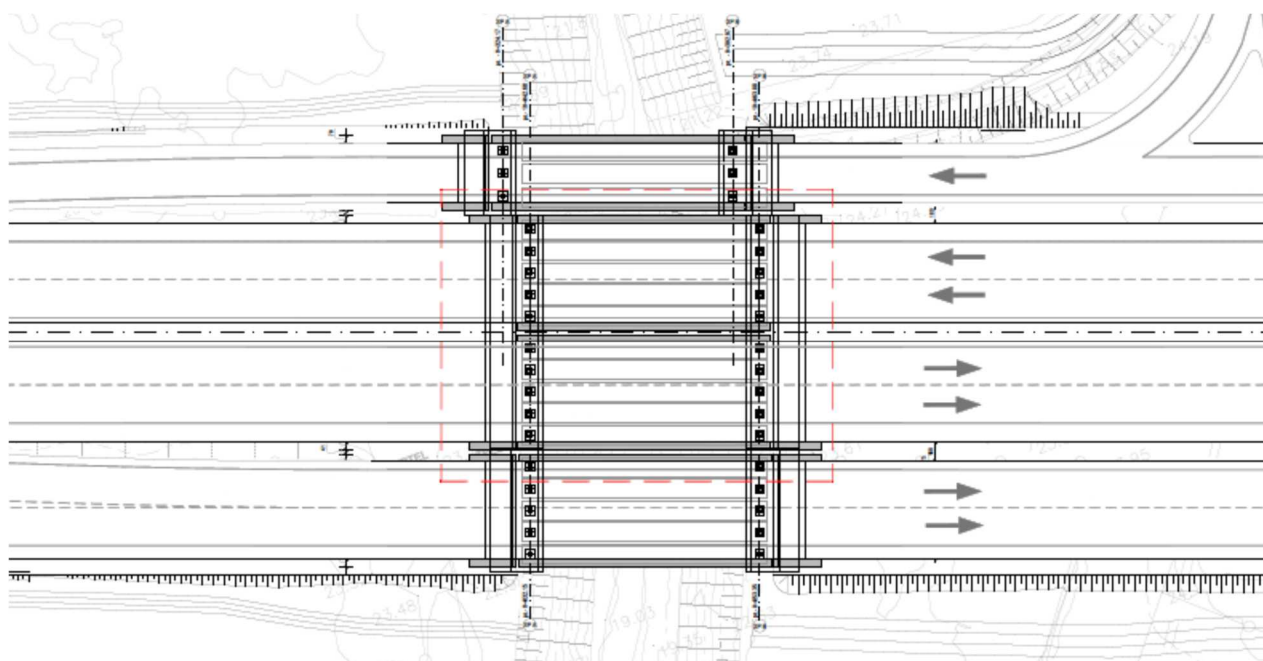


Figura 2 – Stralcio Planimetrico dell'opera

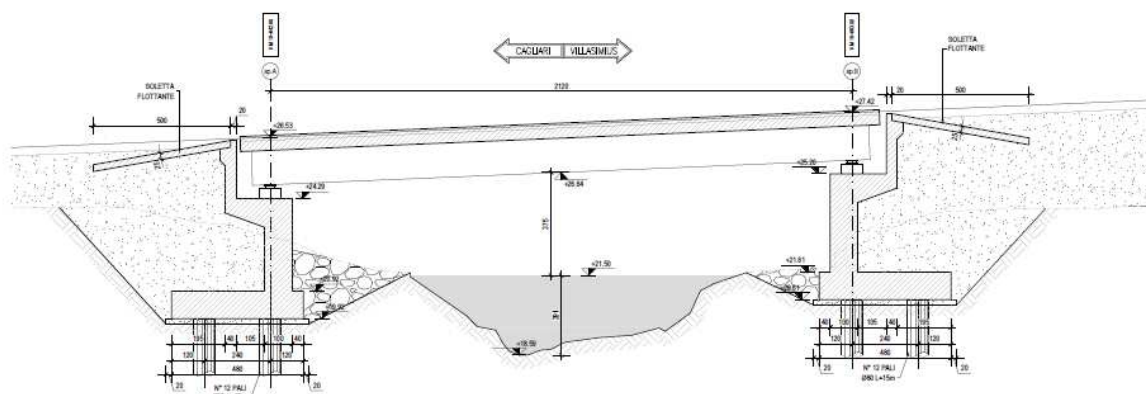


Figura 3 – Sezione Longitudinale dell'opera

L'impalcato, dei ponti presenta andamento rettilineo e si sviluppa su di una campata unica di lunghezza pari a circa 21.20m. La sezione trasversale ha larghezza di 21.70m contraddistinta da due impalcati separati di larghezza 10.65m. La pavimentazione di ciascuna delle due carreggiate ha larghezza 9.25m. La struttura portante è costituita da 5 travi in calcestruzzo armato precompresso di altezza pari a 1.25m con soletta collaborante di spessore 28.0cm.

Le spalle sono costituite da una struttura in calcestruzzo armato di lunghezza 21.70 e altezza massima 4.62m. La fondazione, una platea di spessore 1.0m e dimensioni 21.7x4.80m, è appoggiata su 12 pali di diametro 0.8m posti ad interasse di 2.40x3.60m. In questo caso, per ragioni esecutive di getto, il fusto si "fonde" con il paraghiaia generando un blocco in calcestruzzo pieno di dimensioni 2.05x1.5m

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni, linee guida

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo, dove necessario, ad integrare le informazioni in esse contenute con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali:

- [1] LEGGE 5 novembre 1971, n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [2] LEGGE 2 febbraio 1974, n.64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- [3] D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- [4] Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 14.01.2008, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- [5] C.N.R. – U.N.I. 10018 - 85: "Apparecchi di appoggio in gomma e PTEF nelle costruzioni Istruzioni per il calcolo e l'impiego."
- [6] D. M. LL.PP. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali."
- [7] Circ. LL. PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali."
- [8] D. M. LL. PP. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche."
- [9] D.M.LL.PP.09/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento, normale e precompresso e per le strutture metalliche."
- [10] Circ.LL.PP.15/10/1996: "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996."
- [11] D.M.LL.PP.14/01/2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- [12] EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- [13] EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".
- [14] EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- [15] EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- [16] UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";

[17] UNI EN 11104: 03.2004 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.

2.2 Elaborati

Tutti gli elaborati grafici di progetto definitivo.

2.3 Bibliografia

[10] Geotecnica, R. Lancellotta, ed. Zanichelli;

[11] Fondazioni, C. Viggiani, ed. Hevelius;

[12] Single piles and pile groups under lateral loading, L. C. Reese, A. A. Balkema Publishers.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Conglomerato cementizio

3.1.1 Elevazioni Spalle

Per le strutture di elevazione quali i muri delle spalle è stato previsto un calcestruzzo classe C35/45 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 3.21 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$

3.1.2 Fondazioni (Platee Spalle)

Per le strutture di fondazione quali le platee delle spalle, la fondazione dell'arco e i plinti delle pile è stato previsto un calcestruzzo classe C25/30 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.98 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

3.1.3 Conglomerato cementizio per le travi prefabbricate

- | | | | |
|--|-----------|--------|----------------------------|
| • Resistenza caratteristica cubica a compressione | R_{ck} | \geq | 550 Kg/cm ² |
| • Resistenza caratteristica cilindrica a compressione ($f_{ck} = 0,83 R_{ck}$) | f_{ck} | \geq | 456,5 Kg/cm ² |
| • Resistenza media cilindrica a compressione ($f_{cm} = 80 + f_{ck}$) | f_{cm} | \geq | 536,5 Kg/cm ² |
| • Resistenza media a trazione semplice (assiale) ($f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$) | f_{ctm} | \geq | - 38,32 Kg/cm ² |
| • Resistenza caratteristica a trazione semplice (assiale) ($f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$) | f_{ctk} | \geq | - 26,82 Kg/cm ² |
| • Resistenza media a trazione per flessione ($f_{cfm} = 1,20 f_{ctm}$) | f_{cfm} | \geq | - 45,98 Kg/cm ² |
| • Resistenza caratteristica a trazione per flessione ($f_{ctk} = 0,70 f_{cfm}$) | f_{ctk} | \geq | - 32,19 Kg/cm ² |

- Modulo di elasticità secante ($E_{cm} = 22\,000 [0,1 f_{cm}] 0,3$) $E_{cm} = 364\,161 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformazione ultima di contrazione $\epsilon_{uk} = 0,35 \%$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. Rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$) $\sigma_{c,R} = 273,90 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. QP: $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$) $\sigma_{c,QP} = 205,43 \text{ Kg/cm}^2$

3.1.4 Conglomerato cementizio per traversi e soletta

- Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} \geq 350 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione ($f_{ck} = 0,83 R_{ck}$) $f_{ck} \geq 290,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione ($f_{cm} = 80 + f_{ck}$) $f_{cm} \geq 370,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) ($f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$) $f_{ctm} \geq -28,35 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (assiale) ($f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$) $f_{ctk} \geq -19,85 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione ($f_{ctm} = 1,20 f_{ctm}$) $f_{ctm} \geq -34,02 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione ($f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$) $f_{ctk} \geq -23,81 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulo di elasticità secante ($E_{cm} = 22\,000 [0,1 f_{cm}] 0,3$) $E_{cm} = 325\,881 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformazione ultima di contrazione $\epsilon_{uk} = 0,35 \%$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. Rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$) $\sigma_{c,R} = 174,30 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. QP: $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$) $\sigma_{c,QP} = 130,73 \text{ Kg/cm}^2$

3.2 Acciaio per barre di armatura

Nella strutture in c.a. dovranno essere poste barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210\,000 \text{ MPa}$

3.3 acciaio armonico per precompressione

Trefoli tipo standard per pre-tensione ($A_t = 1,39 \text{ cm}^2$) a basso rilassamento (trefoli stabilizzati):

- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 18\,600 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione all'1% di deformazione sotto carico $f_{p(1)k} \geq 16\,700 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulo di elasticità $E_P = 1\,950\,000 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformazione ultima $\epsilon_{uk} = 3,50 \%$
- Rilassamento a 1000 ore $\rho_{1000} \geq 2,50 \%$
- Tensione iniziale alla tesatura ($\min\{0,9 f_{p(1)k}; 0,8 f_{ptk}\}$) $\sigma_{pi} = 14\,880 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione massima in esercizio ($0,8 f_{p(1)k}$) $\sigma_{pi} = 13\,360 \text{ Kg/cm}^2$

3.4 Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

La tabella seguente indica, con riferimento alle sottostrutture e alle fondazioni in oggetto, la vita nominale, la classe di esposizione (**Tabella 2**) e la classe di calcestruzzo, di ciascuna opera.

PONTI	VN [anni]	Classe d'uso	Classe esp.	Materiale	Copriferro [cm]
Elevazioni pile	100	IV	XF4	C35/45	6.0
Elevazioni spalle	100	IV	XF4	C35/45	6.0
Fondazioni spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	5.0

Tabella 1 – Dimensionamento del copriferro

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

Tabella 2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tab.4.1.III NTC2008)

I valori del copriferro sopra indicati sono maggiori rispetto ai valori minimi suggeriti in normativa (**Tabella 3**) poiché tengono conto sia della vita utile delle opere che delle tolleranze di posa delle armature.

Cmin	Co	Ambiente	C≥Co	Cmin < C < Co
C28/35	C40/50	ordinario	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	molto aggressivo	40	45

Tabella 3 – Copriferri minimi in mm (tab.C4.1.IV NTC 2008)

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera viene eseguito definendo i seguenti parametri:

- Classe d'uso: Classe IV;
- Classe di resistenza delle travi prefabbricate in c.a.p. C45/55
- Classe di resistenza dei traversi e della soletta in c.a.v. C28/35
- Condizioni ambientali: Ordinarie;
- Classe di esposizione per travi prefabbricate in c.a.p.: XC3;
- Classe di esposizione per traversi e soletta: XC3;

4 CARICHI DI PROGETTO DELL'IMPALCATO

Si riportano di seguito i carichi di progetto dell'impalcato per la determinazione degli scarichi sugli appoggi delle spalle.

Lo schema di vincolo prevede l'utilizzo di appoggi che consentono spostamenti lenti longitudinali su un lato mentre li bloccano sull'altro. Gli spostamenti trasversali sono bloccati su entrambe le spalle.

4.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m^3 mentre per il calcestruzzo armato si è assunto un valore pari a 2500 kg/m^3 .

4.2 Carichi permanenti portati

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali dell'opera. Si individuano i seguenti contributi:

- $G_{\text{Ringrossi}} = 1.12 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Guard-rail}} = 1.50 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{veletta}} = 2 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 1.5 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Pavimentazione}} = 0.11 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^2 = 2.42 \text{ kN/m}^2$

4.3 Carichi variabili da traffico veicolare

4.3.1 Carichi verticali

Le caratteristiche geometriche definite per la carreggiata comportano la necessità di considerare la presenza di **3 corsie convenzionali** di larghezza $w_l = 3.0 \text{ m}$. con rimanenti 0.25 m . I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come **ponte di prima categoria**. Nello specifico, ai fini delle verifiche globali, lo schema di carico di tipo 1 risulta essere dimensionante per l'opera in oggetto. La seguente immagine fornisce i dati necessari ad individuare il convoglio "tipo" utilizzato nel calcolo.

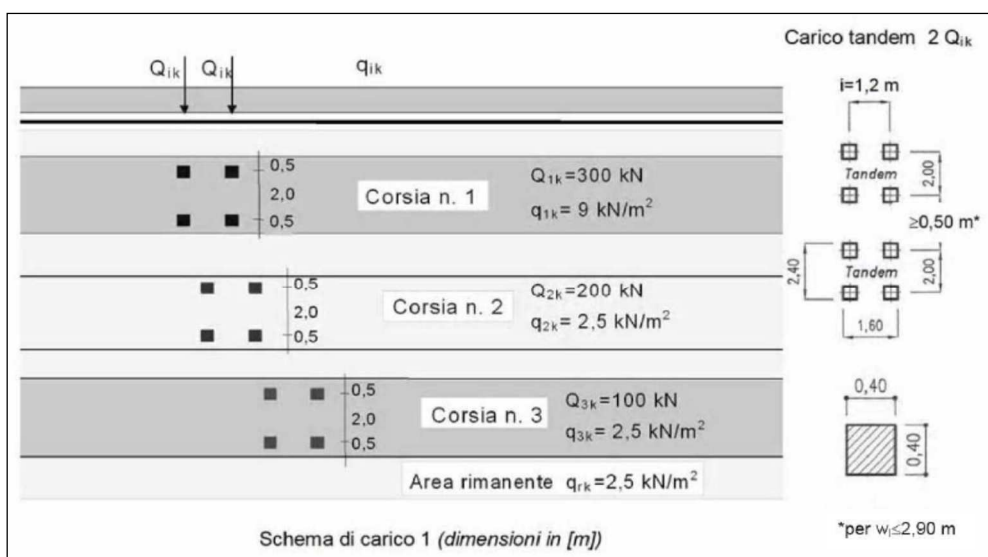


Figura 4 – Schema di carico 1 (D.M. 2008): definizione del convoglio di calcolo per ponti stradali di prima categoria

4.3.2 Frenatura e avviamento

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3.0 \times (23.7 \text{ m}) = 424 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \rightarrow 424 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

4.3.3 Azioni sui parapetti

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. La forza in oggetto si applica su una linea lunga 0.5m.

4.4 Ritiro

Il fenomeno del ritiro è stato valutato secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.6 del D.M. 14.01.2008, tramite il calcolo della $\epsilon_{cs,\infty}$, la quale risulta pari a $-422 \cdot 10^{-6}$.

4.5 Dilatazione termica

In ottemperanza alle prescrizioni normative (NTC08 sezione 5.2.2.5.2) si considerano i seguenti carichi termici:

- **Variazione termica uniforme:** $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$. Con la medesima (amplificata del 50 %) sono stati computati gli spostamenti associati a giunti di dilatazione e dispositivi di appoggio;
- **Variazione termica non uniforme:** gradiente di temperatura di 5°C fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso al fine di massimizzare le sollecitazioni. Il medesimo determina uno stato di coazione nella struttura.

4.6 Vento

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m². L'area assunta a rappresentazione dei carichi transitanti, come richiesto dalla Normativa di riferimento, viene calcolata fissando una fascia di pertinenza di altezza pari a 3.00 m rispetto al livello definito dal piano viario. L'altezza dell'impalcato è pari a 1.80m.

Sono di seguito riportati i calcoli delle azioni caratteristiche.

$$f_{\text{vento}} = 2.50 \times (1.8+3.0) = 10.75 \text{ kN/m}$$

Si è poi considerata la situazione di ponte scarico:

$$f_{\text{vento, ponte scarico}} = 2.50 \times (1.80) = 4.5 \text{ kN/m}$$

4.7 Azione Sismica

4.7.1 Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica

L'opera è classificata come **Tipo di costruzione 3** e si individua una **classe d'uso IV**. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: CU = 2.0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x CU = 200 anni

4.7.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una **categoria C** di sottosuolo in classe topografica **T1**. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	120	0.0333	2.757	0.31
SLD	Default (63)	201	0.0393	2.817	0.322
SLV	Default (10)	1898	0.0703	3.059	0.393
SLC	Default (5)	2475	0.0747	3.093	0.401

Tabella 4 – Parametri sismici di riferimento

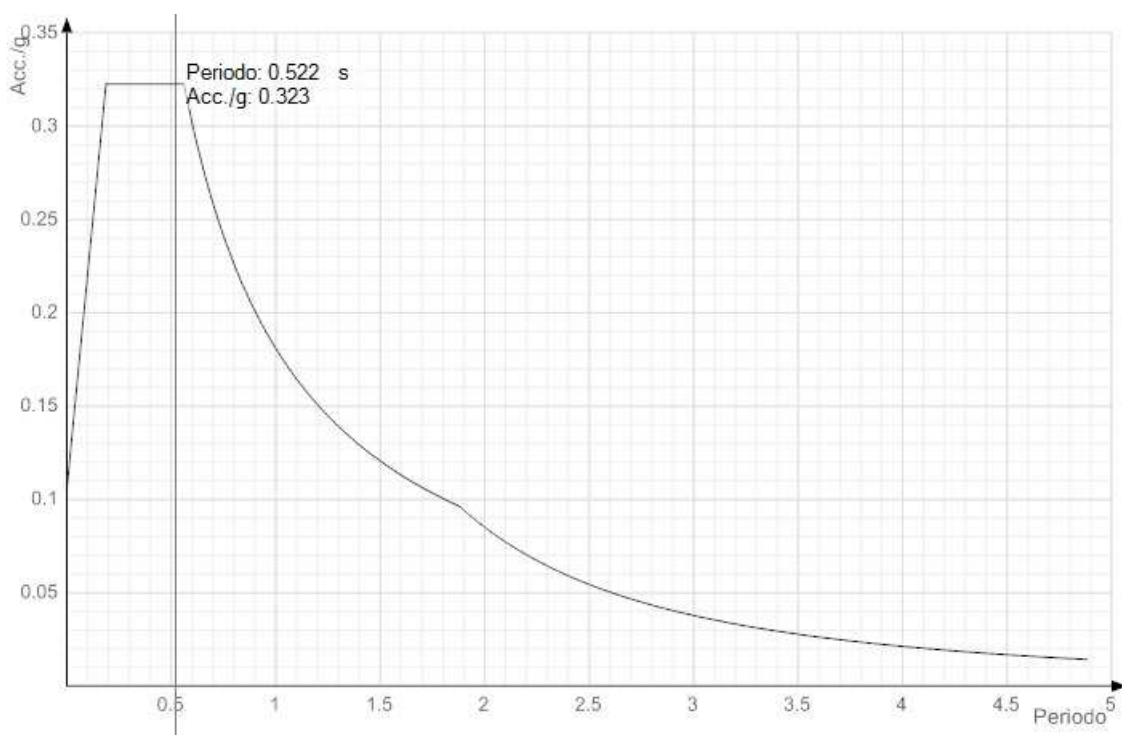


Figura 5 – Spettro di risposta allo SLV

4.8 Combinazione dei carichi

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

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

Tabella 5 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I gruppi 3, 4 e 5 sono relativi alle sole verifiche locali. Si osserva inoltre come i gruppi di tipo 2a e 2b non siano certamente significativi ai fini del calcolo dell'impalcato.

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 6 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente Ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento q_s</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_s</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione delle azioni

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

5.1 Parametri geotecnici

Per i parametri geotecnici utilizzati si rimanda al documento specifico “Viadotto Cungianus. Relazione Geotecnica” DPCA06-D-1501-T00-VI-05-STR-RE-02.

5.2 Caratterizzazione sismica dell'area

I parametri di riferimento per il calcolo delle azioni sismiche derivano direttamente dalle indicazioni presentate nel D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.

5.2.1 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna opera sono calcolate in relazione al periodo di riferimento di seguito riportato.

Viene assunto un valore di vita nominale pari a:

Vita nominale: $V_N = 100 \text{ aa}$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.00 = 200 \text{ aa}$ (Classe IV)

5.2.2 Determinazione della categoria di sottosuolo

In accordo con la Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (O.P.C.M. N° 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche e integrazioni; Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008), la classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita, fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

Sulla base delle prove disponibili, di tipo sismico, è stata definita l'appartenenza della zona alle categorie di sottosuolo di tipo B “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti”.

5.2.3 Determinazione della categoria topografica

Si definiscono i coefficienti di amplificazione topografica in accordo alle Tab. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008).

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Il coefficiente topografico, a seconda della zona, risulta in classe T1.

5.2.4 Determinazione della azione sismica

In ragione della posizione e delle caratteristiche dell'area, per le condizioni di riferimento SLV vengono assunti valori dell'intensità sismica pari a quanto di seguito riportato.

$$\frac{a_g}{g} = 0.07$$

$$S = S_s * S_t$$

$$S = 1.2 * 1.0 = 1.2$$

$$a_{max}/g = S * a / g = 0.084$$

6 STATICA GLOBALE DELL'IMPALCATO

6.1 Dati dimensionali

Si riportano di seguito i dati dimensionali dell'impalcato, utili ai fini dell'analisi strutturale (definizione del modello di calcolo e determinazione delle caratteristiche di sollecitazione) e delle verifiche degli elementi principali.

▶ Luce di calcolo	L_C	=	21,20 m
▶ Larghezza totale dell'impalcato	B_T	=	10,65 m
▶ Larghezza del cordolo sinistro	$B_{CORD, SX}$	=	0,70 m
▶ Larghezza della carreggiata	$B_{CARR, SX}$	=	9,25 m
▶ Larghezza del cordolo destro	$B_{CORD, DX}$	=	0,70 m
▶ Altezza media del cordolo laterale SX	$h_{CURB, SX}$	=	0,150 m
▶ Altezza media del cordolo laterale DX	$h_{CURB, DX}$	=	0,150 m
▶ Numero delle travi	N_T	=	5
▶ Lunghezza della trave	L_T	=	22,40 m
▶ Altezza delle travi	H_T	=	1,25 m
▶ Larghezza superiore delle travi	$B_{T, sup}$	=	1,80 m
▶ Larghezza inferiore delle travi	$B_{T, inf}$	=	0,80 m
▶ Interasse travi	i_T	=	2,00 m
▶ Aggetto sbalzo laterale dall'asse della trave	Y_{lat}	=	1,325 m
▶ Spessore medio della soletta	$s_{sol, med}$	=	0,27 m
▶ Altezza totale dell'impalcato	H_{TOT}	=	1,52 m
▶ Numero dei traversi in campata	$N_{TRAVERSI}$	=	0

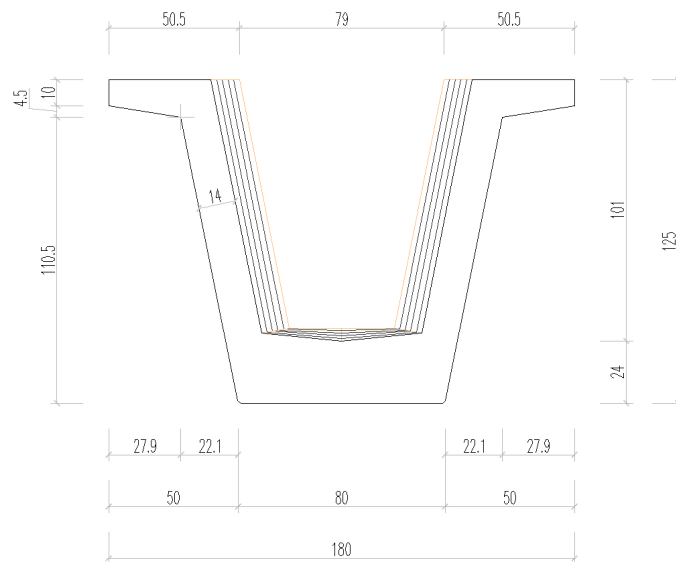


Figura 6 – Sezione trasversale in campata

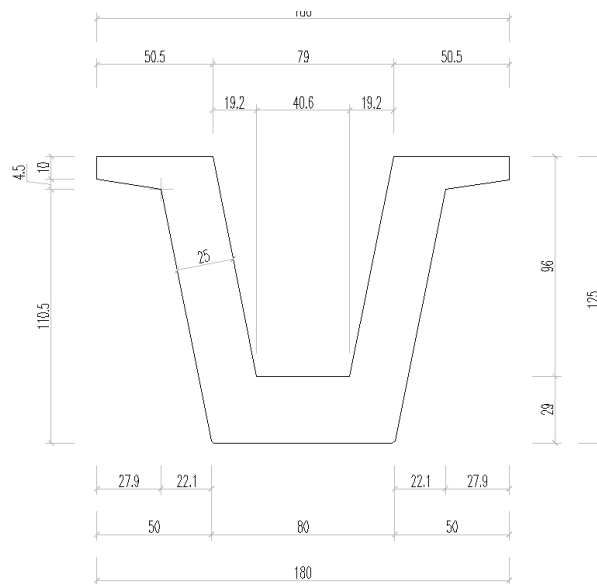


Figura 7 – Sezione trasversale all'appoggio

6.2 Precompressione

Armatura di precompressione

Caratteristiche dei trefoli		Caratteristiche del cavo risultante			
				Unitaria	Totale
Diametro	0,6 "	Area totale di precompressione	$A_p = \sum A_i$	34,00 cmq/cmq	47,26 cmq
Tipo	standard	Momento statico del cavo risultante	$S_p = \sum S_i$	684,00 cmc/cmq	950,76 cmc
Area nominale	1,39 cmq	Momento d'inerzia del cavo risultante	$J_p = \sum J_i$	31176,00 cm ⁴ /cmq	43334,64 cm ⁴
f_{PTK}	19 000 Kg/cmq	Posizione del cavo risultante dall'intradosso della trave	$y_p = S_p/A_p$	20,12 cm	
$f_{P(1)K}$	17 000 Kg/cmq				

Maschera dei trefoli

Livello	Distanza	K
10	96,0	2
9	60,0	2
8	48,0	0
7	42,0	0
6	36,0	0
5	30,0	0
4	24,0	2
3	18,0	8
2	12,0	10
1	6,0	10

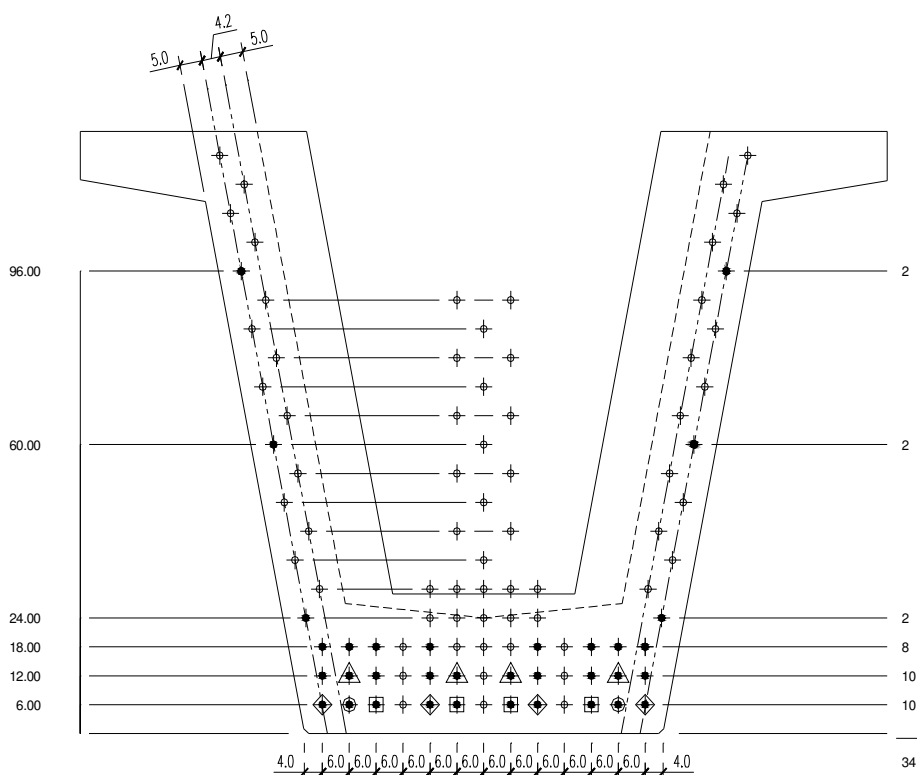
Numero totale di trefoli **No. 34 K**

Neutralizzazioni

No. Guaine	Distanza	Lunghezza
0	15,0	0,00 m
0	15,0	0,00 m
0	15,0	0,00 m
0	10,0	0,00 m
0	10,0	0,00 m
4	10,0	1,50 m
0	5,0	0,00 m
4	5,0	2,50 m
4	5,0	4,00 m
2	5,0	6,00 m

Caratteristiche di precompressione

Tiro iniziale		(Pari al 75% di f_{PTK})	σ_{sp0}	14 250 Kg/cmq
Cadute di tensione	Rilassamento	Quota percentuale a 1000 ore	$\delta\sigma_{R, 1000}$	(2,2%)
		Quota percentuale a 5000 ore	$\delta\sigma_{R, 5000}$	(2,8%)
		Valore di progetto	$\delta\sigma_R$	(4,6%) - 656 Kg/cmq
	Viscosità	Valore convenzionale	$\delta\sigma_F$	(2,3 x 3 x σ_{CLS})
	Ritiro	Valore convenzionale	$\delta\sigma_S$	(3 x 10 ⁻⁴ x E_s) - 600 Kg/cmq
Perdite istantanee	Rilassamento	(Si stima il 20% del valore totale att)	$\delta\sigma_{R, I}$	- 131 Kg/cmq
	Ritiro	(Si stima il 10% del valore totale att)	$\delta\sigma_{S, I}$	- 60 Kg/cmq
		Rilassamento + Ritiro		- 191 Kg/cmq
Tensione iniziale		[Tiro iniziale - (20% Rilassamento + 10% Ritiro)]	σ_{spi}	14 059 Kg/cmq
Perdite a tempo ∞	Rilassamento	(Valore residuo - 80%)	$\delta\sigma_{R, RES}$	- 524 Kg/cmq
	Ritiro	(Valore residuo - 90%)	$\delta\sigma_{S, RES}$	- 540 Kg/cmq



ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE	
No. 34 trefoli da 0,6 pollici ($A_v = 1,39 \text{ cm}^2$)	
Tensione iniziale	$\sigma_{p0} = 14\,250 \text{ Kg/cm}^2$
Tiro totale al piantone	$P = 673 \text{ ton}$
Distanza del baricentro delle armature di precompressione dall'intradosso della trave	$y_{G, \text{inf}} = 20,12 \text{ cm}$
Lunghezza delle guaine	$L_G = 88,00 \text{ m}$

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE			
Schema dei trefoli			Trefoli neutralizzati
Livello	No. trefoli	y	
5	2	96	-
4	2	42	-
3	8	18	-
2	10	12	▲ 4 - L = 1,50 m
1	10	6	● 2 - L = 6,00 m ◻ 4 - L = 4,00 m ◆ 4 - L = 2,50 m

Figura 8 – Armatura di precompressione

6.3 Analisi dei carichi

Peso proprio (G1)

Il peso proprio strutturale è valutato considerando un incidenza del calcestruzzo di $2,500 \text{ t/m}^3$. Il criterio con cui tale peso è applicato sul modello di calcolo viene esposto in § 4.4.2.1

Carichi permanenti (G2)

Si considerano i seguenti carichi agenti sull'impalcato:

▶ Peso della pavimentazione	$p_{pav} =$	$0,200 \text{ t/m}^2 \times (7,50 \text{ m} - 2 \times 0,75 \text{ m})$	$= 1,200 \text{ t/m}$
▶ Peso del cordolo sinistro	$p_{CORD, SX} =$	$2,500 \text{ t/m}^3 \times 0,750 \text{ m} \times 0,150 \text{ m}$	$= 0,282 \text{ t/m}$
▶ Peso del cordolo destro	$p_{CORD, DX} =$	$2,500 \text{ t/m}^3 \times 0,750 \text{ m} \times 0,150 \text{ m}$	$= 0,282 \text{ t/m}$
▶ Carico sul cordolo sinistro	$p_{GR, SX}$		$= 0,150 \text{ t/m}$
▶ Carico sul cordolo destro	$p_{GR, DX}$		$= 0,150 \text{ t/m}$

Carichi mobili (QK1)

In conformità con la definizione di schema di carico riportato in **Fig. 5.1.2** del § 5.1.3.3.5 di [8], si considerano delle colonne di carico, la prima delle quali è costituita da un mezzo convenzionale Q_{ik} da 60 t (carico equamente ripartito su 2 assi distanziati in direzione longitudinale 1,20 m, come indicato in fig.5.3) e da un carico uniformemente distribuito q_{ik} , di intensità pari a 0,9 t/m²

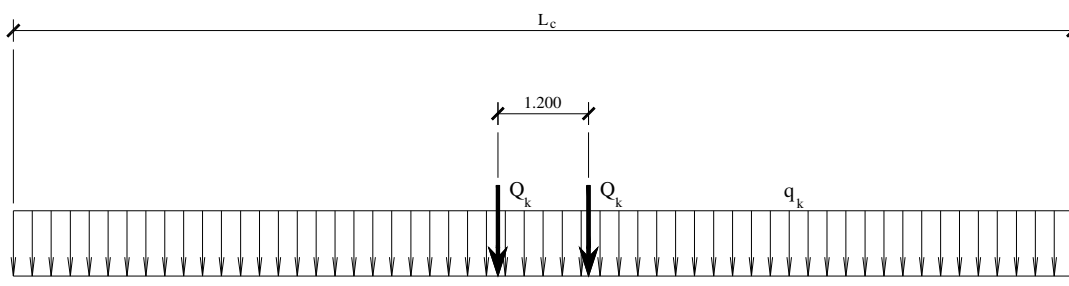


Figura 9 – Schema generale della disposizione longitudinale di carico

L'intensità degli stessi carichi diventa pari:

$$Q_k = 40 \text{ t e } q_k = 0,25 \text{ t/m}^2;$$

$$Q_k = 20 \text{ t e } q_k = 0,25 \text{ t/m}^2;$$

rispettivamente per la seconda e l'eventuale terza colonna di carico. Tali azioni vengono posizionate in direzione longitudinale secondo le configurazioni atte a massimizzare gli effetti in termini di sollecitazioni flessionali e taglianti nelle travi dell'impalcato in corrispondenza delle sezioni di verifica intermedie.

Come mostrato in figg.5.4.1 e 5.4.2, ai fini delle verifiche globali dell'impalcato, l'ingombro trasversale di un mezzo convenzionale imposto da [8] è di 2,00 m e, complessivamente, ciascuna colonna occupa 3,00 m. Lo schema indicato sotto è dedotto dalle prescrizioni riportate in **Fig. 5.1.1** di § 5.1.3.3.2 di [8].

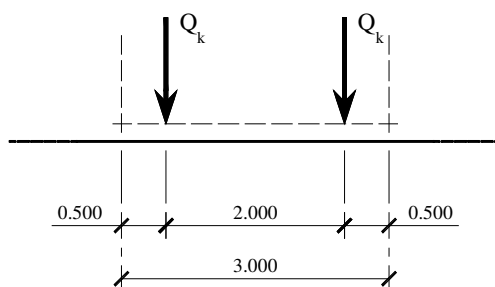


Figura 10 – Ingombro trasversale del mezzo convenzionale

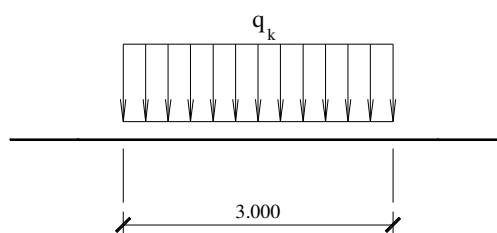


Figura 11 – Ingombro trasversale della stesa di carico

Pertanto a fronte di una larghezza complessiva della carreggiata pari a

$$B_{c, sx} = 10,90 \text{ m} - (2 \times 0,70 \text{ m}) = 9,50 \text{ m}$$

ottenuta decurtando la larghezza dell'impalcato dai cordoli laterali e dell'ingombro delle barriere *guard-rail*, si potranno introdurre al più 3 stese di carico.

Incremento dinamico dei carichi mobili

In accordo con le disposizioni riportate in [8], i carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Pertanto non si ritiene necessaria l'introduzione di ulteriori coefficienti dinamici addizionali.

Azione centrifuga

La campata unica del ponte è localizzata su un tratto il cui tracciato stradale segue un andamento rettilineo. E' pertanto nulla l'azione centrifuga.

Azione sismica

Gli effetti sismici sull'impalcato sono valutati adottando il metodo di calcolo pseudostatico, definendo una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico, legato all'accelerazione di picco.

Tuttavia l'intensità di tali azioni verticali è di entità trascurabile rispetto alle azioni indotte dai carichi accidentali in esercizio, nelle combinazioni di carico sotto introdotte. Pertanto le verifiche dell'impalcato saranno automaticamente soddisfatte.

Combinazioni di carico

Si definiscono nella presente sezione le combinazioni di carico, in accordo alle prescrizioni riportate in §2.5.3 di [8], utili per le verifiche degli elementi strutturali nei confronti degli SLU e SLE.

- | | | |
|-------------------------------|---------------------------------------|--|
| ▶ Combinazione Fondamentale | [S.L.U.] | $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{E1}P + \gamma_{E2}CS$
$+ \gamma_{Q1}Q_{K1};$ |
| ▶ Combinazione Caratteristica | [S.L.E. – irreversibili] | $G_1 + G_2 + P + CS + Q_{K1};$ |
| ▶ Combinazione Frequente | [S.L.E. – reversibili (fessurazione)] | $G_1 + G_2 + P + CS + \psi_{11}Q_{K1};$ |

Nelle precedenti espressioni i coefficienti di combinazione, come indicato in § 5.1.3.12 di [8], sono definiti come segue:

$$\gamma_{G1} = 1,35; \quad \gamma_{G2} = 1,50;$$

$$\gamma_{E1} = 1,00; \quad \gamma_{E2} = 1,20;$$

$$\gamma_{Q1} = 1,35;$$

$$\psi_{11} = 0,75 \text{ (Carichi concentrati);}$$

$$\psi_{11} = 0,40 \text{ (Carichi distribuiti);}$$

$$\psi_{11} = 0,75 \text{ (Folla);}$$

6.4 Modellazione strutturale

Definizione del modello di calcolo

L'analisi strutturale è stata condotta con il metodo di Massonnet e Guyon, definendo, sulla base delle caratteristiche dell'impalcato, la linea di influenza dei coefficienti di ripartizione trasversale dei carichi. Nel calcolo delle rigidità unitarie si assume pari a 0.4 il rapporto G/E. L'ordinata della linea di influenza viene calcolata per 9 punti equidistanti.

Linea di influenza

-Interasse delle nervature longitudinali	$l_0 = 200.00 \text{ cm}$
-Interasse teorico dei traversi	$b_0 = 2120.00 \text{ cm}$
-Semi larghezza attiva dell'impalcato	$b = 462.50 \text{ cm}$

RIGIDENZE FLESSIONALI UNITARIE (a meno del fattore E)

-Longitudinale	$R_p/E = 161713 \text{ cm}^3$
-Trasversale	$R_e/E = 1308 \text{ cm}^3$

RIGIDENZE TORSIONALI UNITARIE (a meno del fattore E)

-Longitudinale	$G_p/E = 4035.68 \text{ cm}^3$
-Trasversale	$G_e/E = 1038.37 \text{ cm}^3$
-Parametro torsionale	$= 0.1744$
-Parametro di irrigidimento	$= 0.7274$
-Eccentricità della trave in verifica	$Y/b = 0.8000 \text{ b}$

Coefficiente K in funzione dell'eccentricità

e/b =	+1.00	+0.75	+0.50	+0.25	+0.00	-0.25	-0.50	-0.75	-1.00
K =	3.764	2.847	1.887	1.088	0.523	0.170	-0.037	-0.164	-0.260

Coefficienti di ripartizione

I coefficienti di ripartizione sono dati, per ciascun carico, dall'ordinata di compenso del tratto di linea di influenza corrispondente all'ingombro del carico considerato.

-Pesi sulla banchina sinistra	$K_{bs} = 3.76$
-Pesi sulla banchina destra	$K_{bs} = 0.00$
-Carico permanente sulla carreggiata	$K_c = 1.01$
-Folla sul marciapiede sinistro	$K_{fs} = 3.76$
-Folla sul marciapiede destro	$K_{fd} = 0.00$
-Prima colonna di carichi	$K_1 = 2.42$
-Seconda colonna di carichi	$K_2 = 0.43$
-Ulteriori colonne di carico	$K_3 = 0.00$

6.5 Verifiche – Trave Laterale 1

S.L.U. (Combinazione fondamentale)

La verifica viene svolta esclusivamente nella sola sezione di mezzzeria, trattandosi l'impalcato di una struttura isostatica. Pertanto risultano automaticamente verificate tutte le altre sezioni.

Caratteristiche geometriche della sezione

Sezione a "T" equivalente

B_F	213,39 cm	Larghezza della soletta equivalente
t_F	27,00 cm	Spessore della soletta equivalente
t_W	28,40 cm	Larghezza dell'anima equivalente
$y_{P, SUP}$	133,25 cm	Distanza del baricentro di precompressione rispetto all'estradosso della sezione

Caratteristiche dei materiali

Acciaio armonico

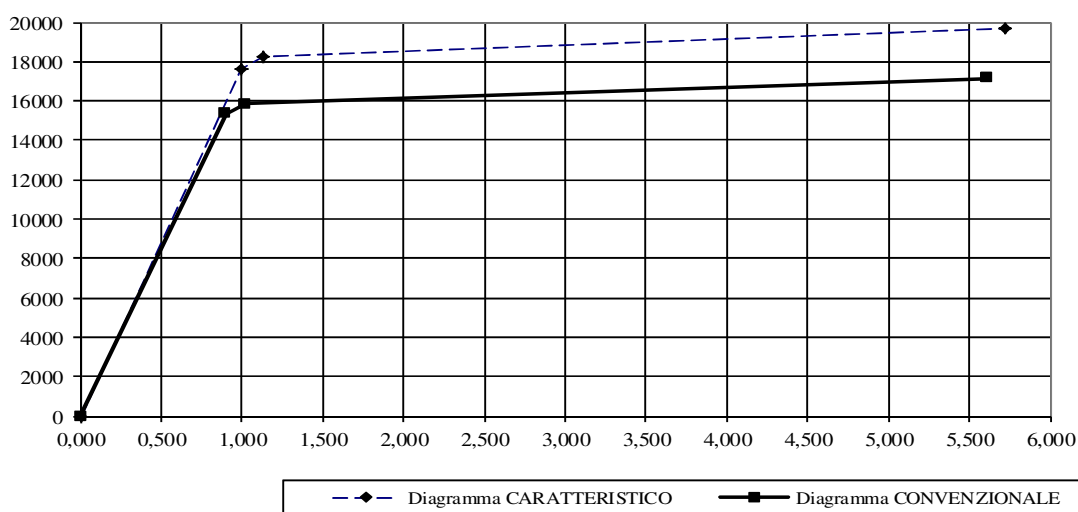
E_S	19600	Modulo elastico dell'acciaio armonico
γ_S	1,15	Coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Calcestruzzo

R_{CK}	550	Resistenza cubica caratteristica
γ_{CLS}	1,60	Coefficiente di sicurezza del CLS
f_{CD}	285,31	Resistenza di calcolo cilindrica
σ_{CU}	242,52	Tensione ultima del CLS nel diagramma parabola rettangolo

Definizione del diagramma caratteristico e del diagramma convenzionale dell'acciaio armonico

Punto	Identificazione dei punti del diagramma CARATTERISTICO				Identificazione dei punti del diagramma CONVENZIONALE			
	ϵ	σ	P		ϵ	σ	P	grad σ
O	0,00	0,000	0	0	0,00	0	0	
P	1,00	1,000	17638	24516	0,90	15337	21318	17080
Q	0,20	1,129	18214	25317	1,02	15838	22015	3978
R	5,72	5,720	19707	27392	5,61	17136	23820	283



Calcolo del coefficiente a rottura

Armatura di precompressione

	3/8	5/10	6/10
A_{Pu}	0,00 cmq	0,00 cmq	1,39 cmq
nK	0	0	34
$A_{Pi} = nK \times A_{Pu}$	0,00 cmq	0,00 cmq	47,26 cmq
$A_P = \Sigma A_{Pi}$	47,26 cmq Area totale di armatura		

Diagramma a rottura

ϵ_{CLS}	0,1609 %	Deformazione a rottura del CLS
ϵ_s	1,0000 %	Deformazione a rottura dell'acciaio
k	0,1386	
y	18,2765 cm	Posizione dell'asse neutro rispetto all'estradosso
b_c	1,2336 cm	Braccio della coppia interna a rottura

Tensioni nell'armatura di precompressione

σ_{sp0}	14250 Kg/cmq	Tensione di precompressione
σ_{spi}	14059 Kg/cmq	Tensioe iniziale
σ_{sp}	12095 Kg/cmq	Tensione finale
ϵ_{sp}	0,708147524	Deformazione iniziale

$C(\epsilon_{CLS})$	757664 Kg	Risultante delle compressioni
$T(\epsilon_s)$	757664 Kg	Risultante delle trazioni
M_s	734883,00 Kgm	Momento sollecitante
M_R	934668,51 Kgm	Momento a rottura
η_R	1,272	Coefficiente di sicurezza alla rottura

S.L.E. (Combinazione rara) – Verifica a flessione

Nella presente sezione della relazione di calcolo viene dichiarata l'evoluzione dello stato tensionale nella sezione trasversale della **TRAVE DI BORDO 1**, in corrispondenza della fibra inferiore e superiore della stessa trave e dell'estradosso della soletta. Viene inoltre dichiarata la variazione di tensione durante le fasi costruttive in corrispondenza del C.R.

Caratteristiche geometriche del tratto di soletta collaborante

	H_{SOL}	27,0 cm	Altezza della soletta
Trave di bordo	B_{SOL}	267,5 cm	Larghezza del tratto collaborante di solaio
	$B_{SOL, OM}$	213,4 cm	Larghezza omogeneizzata del tratto collaborante di solaio

		Sezione in mezzeria ad $x = 10,670$ m			
		Fase 1		Fase 2	
		Sezione lorda	Sezione omogeneizzata	Sezione lorda	Sezione omogeneizzata
Altezza della sezione	h	125,0 cm	125,0 cm	152,0 cm	152,0 cm
Area	A	5 452,4 cm²	5 688,7 cm ²	11 214,0 cm ²	11 450,3 cm ²
Momento statico	S	313 623,9 cm³	318 377,7 cm ³	1 111 600,2 cm ³	1 116 354,0 cm ³
Posizione del baricentro	$y_{G, INF}$	57,5 cm	56,0 cm	99,1 cm	97,5 cm
Momento d'inerzia - Intradosso	J_x	27 913 107,4 cm⁴	28 129 780,6 cm ⁴	138 782 842,0 cm ⁴	138 999 515,2 cm ⁴
Momento d'inerzia - Baricentro	$J_{G, 3}$	9 873 352,2 cm ⁴	10 311 233,2 cm ⁴	28 593 856,7 cm ⁴	30 159 530,4 cm ⁴
Momento statico di taglio	$S^* = A^* \times y^*_G$	112 948,9 cm ³	112 948,9 cm ³	247 005,3 cm ³	247 005,3 cm ³
Anima della sezione	t_w	14,2 cm	14,2 cm	14,2 cm	14,2 cm
Area a taglio	A_{SH}	2 482,6 cm ²	2 482,6 cm ²	3 287,6 cm ²	3 287,6 cm ²
Fattore di torsione	$2\Omega t_{min}$	-	-	345 460,8 cm³	345 460,8 cm ³
Momento torsionale	J_{TORQUE}	-	-	6 883 919,3 cm⁴	6 883 919,3 cm ⁴
Modulo resistente soletta	W_{SOL}	-	-	540 797,0 cm ³	553 344,6 cm ³
Modulo resistente superiore	W_{SUP}	146 316,0 cm ³	149 366,1 cm ³	1 105 138,5 cm ³	1 096 548,3 cm ³
Modulo resistente baricentrico	W_G	246 984,5 cm ³	248 288,5 cm ³	0,0 cm ³	0,0 cm ³
Modulo resistente cavo risultante	W_{GP}	263 974,3 cm ³	287 629,2 cm ³	361 907,2 cm ³	389 767,3 cm ³
Modulo resistente inferiore	W_{INF}	171 649,7 cm ³	184 238,7 cm ³	288 458,4 cm ³	309 341,4 cm ³

Verifica nella sezione di mezzeria

-Tensione iniziale al livello del baricentro dell'armatura, sotto il momento del peso proprio della trave

$$e_{ig} = 161.04 \text{ Kg/cm}$$

-Cadute di tensione differite

$$= 3023.42 \text{ Kg/cm}$$

-Caduta per deformazione elastica

$$e_l = 1131.54 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione finale dell'acciaio

$$a = 9892.04 \text{ Kg/cm}$$

tensione utile (esclusa la caduta per deformazione elastica)

$$a_{ut} = 11023.58 \text{ Kg/cm}$$

-Rapporto tensione utile/tensione iniziale

$$k = 0.78$$

Precompressioni finali:

-al bordo inferiore della trave

$$f_i = 181.60 \text{ Kg/cm}$$

-al bordo superiore della trave

$$f_s = -27.18 \text{ Kg/cm}$$

Tensioni iniziali al peso proprio:

-al bordo inferiore della trave

$$i_{ig} = 189.87 \text{ Kg/cm}$$

-al bordo superiore della trave

$$i_{sg} = 10.73 \text{ Kg/cm}$$

Tensioni dovute ai carichi di 1 fase:

-al bordo inferiore della trave

$$1_i = -90.57 \text{ Kg/cm}$$

-al bordo superiore della trave

$$1_s = 98.92 \text{ Kg/cm}$$

Tensioni finali sotto i carichi accidentali:

-al bordo inferiore della trave

$$a_i = -14.49 \text{ Kg/cm}$$

-al bordo superiore della trave

$$a_s = 101.98 \text{ Kg/cm}$$

-al bordo superiore del getto in opera

$$a_c = 47.52 \text{ Kg/cm}$$

Tensione tangenziale dovuta ai carichi accidentali:

-nel baricentro finale

$$m = 5.53 \text{ Kg/cm}$$

-al contatto trave-soletta

$$m_c = 1.12 \text{ Kg/cm}$$

-Precompressione nel baricentro

$$m_p = 76.04 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione principale massima

$$t_{m+} = 76.15 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione principale minima

$$t_{m-} = -0.11 \text{ Kg/cm}$$

Verifica nella sezione di appoggio

-Tensione iniziale a livello

baricentro dell'armatura

$$e_i' = 81.09 \text{ Kg/cm}$$

-Cadute di tensione differite

$$' = 2020.91 \text{ Kg/cm}$$

-Caduta per deformazione elastica

$$e_l' = 405.47 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione finale dell'acciaio

$$a' = 11620.63 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione utile

$$a_{ut}' = 12026.09 \text{ Kg/cm}$$

-Rapporto tensione utile/tensione iniziale

$$k' = 0.86$$

Precompressioni finali:

-al bordo inferiore della trave

$$f_i' = 93.67 \text{ Kg/cm}$$

-al bordo superiore della trave

$$f_s' = -11.90 \text{ Kg/cm}$$

-all'altezza del baricentro finale

$$p' = 14.28 \text{ Kg/cm}$$

Tensioni tangenziali nel baricentro:

-carichi di 1 fase

$$1 = 6.15 \text{ Kg/cm}$$

-carichi di 2 fase

$$2 = 12.67 \text{ Kg/cm}$$

-totale

$$= 18.81 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione tang. al contatto trave-soletta

$$c = 4.48 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione principale massima

$$t_+ = 27.26 \text{ Kg/cm}$$

-Tensione principale minima

$$t_- = -12.98 \text{ Kg/cm}$$

6.6 Verifica soletta

Il calcolo delle sollecitazioni nella soletta di impalcato si effettua modellando la medesima come trave continua di sezione 100x20 cm². I carichi mobili da traffico veicolare sono stati applicati previa analisi delle rispettive linee di influenza. Ciò ha consentito di massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni significative ai fini del dimensionamento della struttura. Si considerano i carichi da urto sulle barriere.

Di seguito se ne riportano le verifiche.

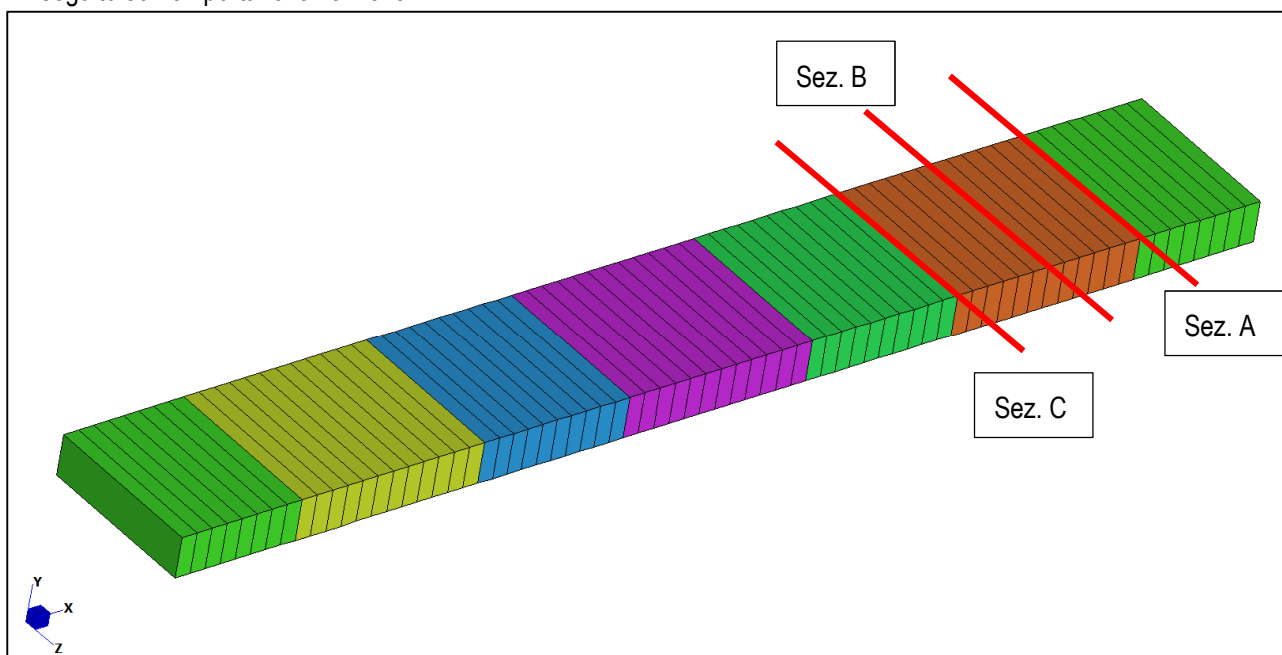


Figura 12 – Modello FEM: individuazione delle sezioni di calcolo

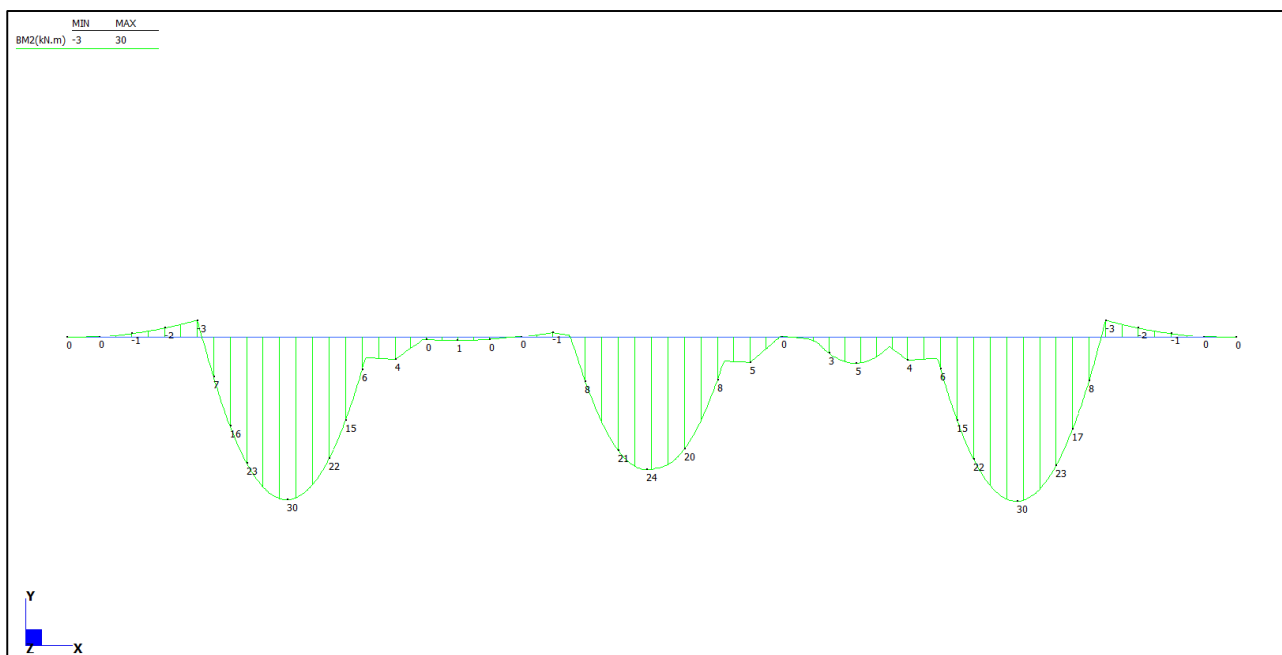


Figura 13 – SLU: involucro del momento flettente massimo

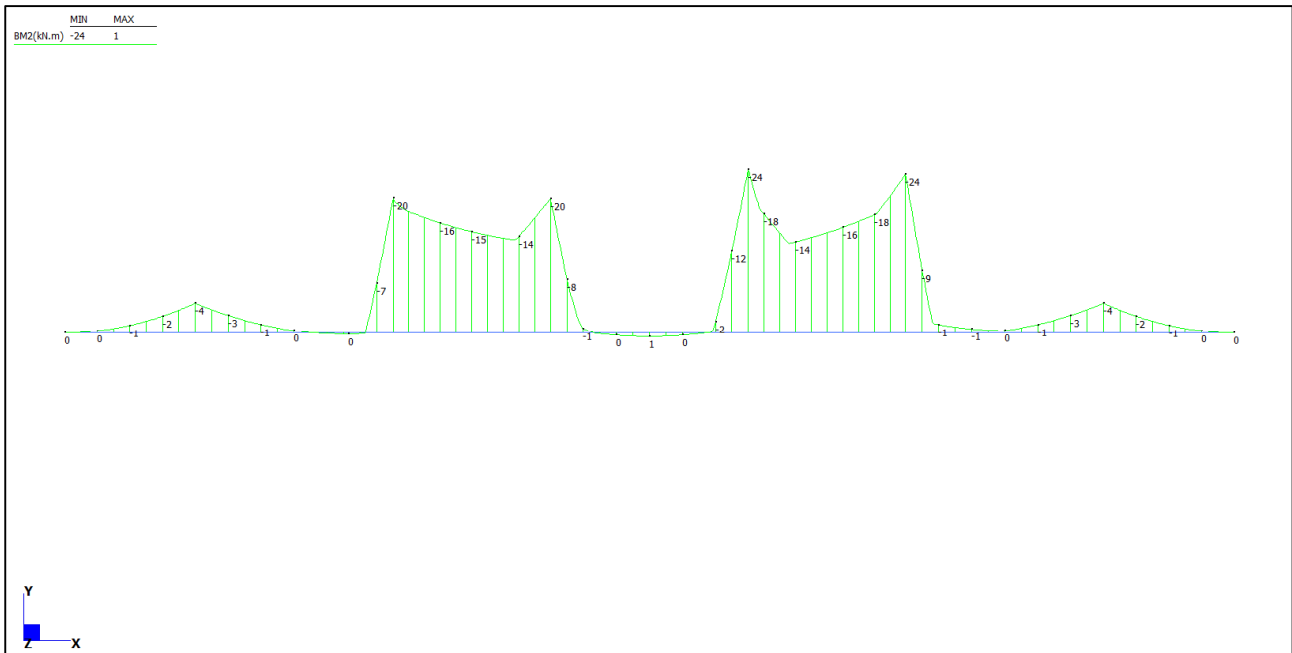


Figura 14 – SLU: involucro del momento flettente minimo

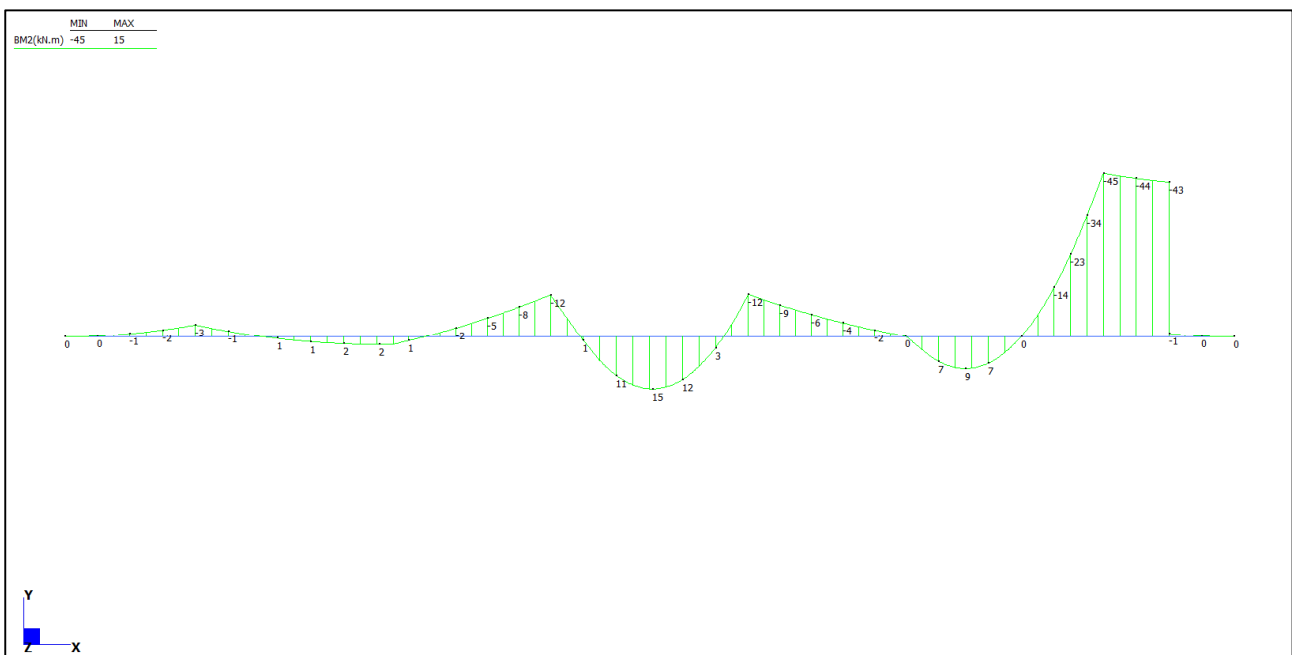


Figura 15 – Combinazione eccezionale: urto sulle barriere

R20170420_Sezione_A_impatto

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	0.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.00	12.600
SLE Frequente	0.0	0.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0.00	16.800
SLE Rara	0.0	0.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	0.00	360.000
SLU	0.0	45.0	121.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	0.0	0.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	121.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	20	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	15	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	2000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	99.05	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.82	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Numero Barre	n	10	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	391
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	165
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.1	0.0	0.0	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	165
Area strato	A _s [cm ²]	11.31	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.36
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.759%					
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Sollecitazioni di progetto		
Numero Barre	n	5	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	45.0
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.1	0.0	0.0			
Area strato	A _s ' [cm ²]	5.65	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.380%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	61.3
					Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.36
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Diametro	φ [mm]	8	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-
Numero bracci	n _{bi}	5	0	0			
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	12.57	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domini di resistenza M-N			
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	35				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28.00					
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36.00					
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.77					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1.94					
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15.87					
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	8.45					
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30					

R20170420_Sezione_B

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	1.0	-
SLE Frequente	0.0	17.0	-
SLE Rara	0.0	22.0	-
SLU	0.0	30.0	0.0
SLV	0.0	0.0	0.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	20	
Altezza utile della sezione	d [cm]	15	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	2000	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.1	0.0	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	5.65	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.380%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.1	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	5.65	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.380%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	40	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1.94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15.87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	8.45
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit	
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.36	12.600
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	7.86	16.800
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	284.07	360.000
Verifica di fessurazione		w limit	
Combinazione SLE Quasi permanente	w _a [mm] =	0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _a [mm] =	0.221	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	0.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	78.62	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	-	

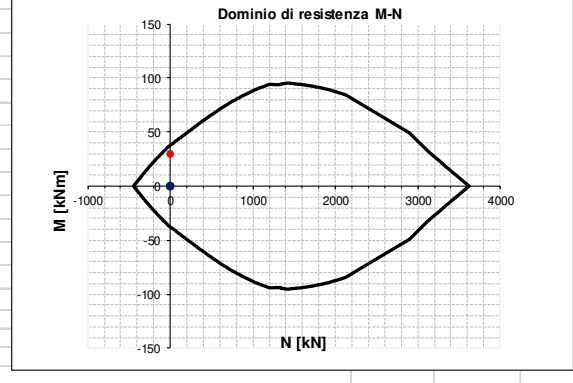
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	30.0	0.0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	0.0

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	37.6	37.6
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.25	#DIV/0!

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



R20170420_Sezione_C

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	1.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.36	12.600
SLE Frequente	0.0	14.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	6.43	16.800
SLE Rara	0.0	18.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	232.42	360.000
SLU	0.0	24.0	157.0				
SLV	0.0	0.0	0.0				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	157.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	20	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	15				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	2000	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
				Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	78.62	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0.50	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	391
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.1	0.0	0.0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	165
Area strato	As [cm ²]	5.65	0.00	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	165
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.380%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1.05
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	24.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.1	0.0	0.0	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0
Area strato	As' [cm ²]	5.65	0.00	0.00			
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.380%			Verifica di resistenza in termini di momento		
					Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	37.6
					Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.57
							#DIV/0!
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO			
Diametro	φ [mm]	8	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Numero bracci	n _{bi}	5	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	12.57	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Dominio di resistenza M-N			
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	35				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]		28.00				
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]		36.00				
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]		2.77				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]		1.94				
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]		15.87				
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]		8.45				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]		391.30				

6.7 Dalle prefabbricate

Di seguito si riporta il calcolo delle dalle prefabbricate

GEOMETRIA				MATERIALI				
L_{dalla} [mm]	1110	Luce dalla		CALCESTRUZZO		ACCIAIO		
s_d [mm]	50	Spessore dalla		f_{ck} [N/mm ²]	45.00	f_{yk} [N/mm ²]	450	
h_{sez} [mm]	300	Altezza sezione finita		R_{ck} [N/mm ²]	55.00	E_s [N/mm ²]	210000	
i_t [mm]	500	Interasse traliccio		E_{cm} [N/mm ²]	36283	ν_s	1.15	
i_s [mm]	150	Interasse staffe		E_{fess} [N/mm ²]	12094	f_{yd} [N/mm ²]	391.30	
h_t [mm]	130	Altezza traliccio		n_{fess}	17.36			
b_t [mm]	100	Larghezza traliccio						
TRALICCIO				CARICO				
CORRENTE INF.		CORRENTE SUP.		STAFFE		γ_{CA} [kN/m ³]	25.00	
N_{barre}	2	N_{barre}	1	ϕ_{barre} [mm]	6	$\gamma_{q,SLU}$	1.35	
ϕ_{barre} [mm]	8	ϕ_{barre} [mm]	8	A_s [mm ²]	28	q_{SLE} [kN/m ²]	7.50	
A_s [mm ²]	101	A_s [mm ²]	50	$N_{\phi 8}$	0	q_{SLU} [kN/m ²]	10.13	
A_c [mm ²]	25000.00							
$A_{id,s}$ [mm ²]	1540.34							
SOLLECITAZIONI IN MEZZERIA				VERIFICA RESISTENZA STAFFA ALL'APPOGGIO				
M_{Ed} [kNm]	0.78	Momento flettente		L_s [mm]	158	Lunghezza staffa		
N_{Ed} [kN]	6.00	Azione assiale correnti		α [°]	34.74	Angolo di proiezione		
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE SUP.				V_{Ed} [kN]	2.81	Azione tagliante		
σ_{Ed} [N/mm ²]	119.32	Sigma in compressione		N_{Ed} [kN]	1.71	Azione assiale di compressione		
T.L.	0.30	Tasso di lavoro <1		σ_{Ed} [N/mm ²]	60.46	Sigma in compressione		
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE INF.				T.L.	0.15	Tasso di lavoro <1		
σ_{Ed} [N/mm ²]	59.66	Sigma in trazione						
T.L.	0.15	Tasso di lavoro <1						
INSTABILITA' CORRENTE SUP.		INSTABILITA' STAFFE			VERIFICA A DEFORMABILITA'			
N_{Ed} [kN]		N_{Ed} [kN]		γ_G [mm]	4	Geometria traliccio		
6.00		1.71		γ_{cs} [mm]	126			
				γ_{ci} [mm]	4			
E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	γ_{M1}	f_y [N/mm ²]	J_t [mm ⁴]	822642	Mom. Inerzia
210000	1.05	450.00	210000	1.05	450.00	f_{max} [mm]	0.4	Freccia max.
						L / f_{max}	2587	Rapporto L/f
A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]	A [mm ²]	I_{min} [mm ⁴]	L_{cr} [m]			
50	201	0.15	28	64	0.158			
α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s	α (Curva C)	N_{cr} [kN]	λ_s			
0.49	18.52	1.11	0.49	5.27	1.55			
Φ	X	$N_{b,Rd}$ [kN]	Φ	X	$N_{b,Rd}$ [kN]			
1.33	0.48	10.37	2.04	0.30	3.61			
T.L.			T.L.					
0.58	VERIFICATO		0.47	VERIFICATO				

7 SOLETTA FLOTTANTE

La soletta flottante ha uno sviluppo longitudinale di 5 m e si modella per mezzo di elementi beam di sezione 25x100 cm² in calcestruzzo C32/40.

L'appoggio sul paraghiaia si implementa come vincolo a terra fisso, mentre l'interazione con il terreno si simula per mezzo di molle alla Winkler lineari di rigidezza $K = 10000 \text{ kN/m}^3$.

Si considerano i carichi:

- **G1 peso proprio:** $q_{G1} = 25 \cdot 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}$;
- **G2 pavimentazione:** $q_{pav} = 2.20 \text{ kN/m}$;
- **G2 terreno:** $q_{terr} = 2.00 \div 15.20 \text{ kN/m}$;
- **Q traffico:** $q_{traff} = 60.00 \text{ kN/m}$.

Di seguito si riportano le verifiche nella sezione maggiormente sollecitata.

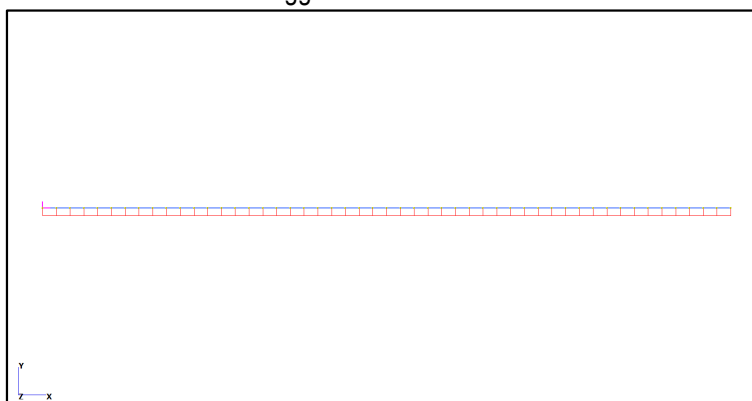


Figura 16 – Soletta flottante: modello FEM

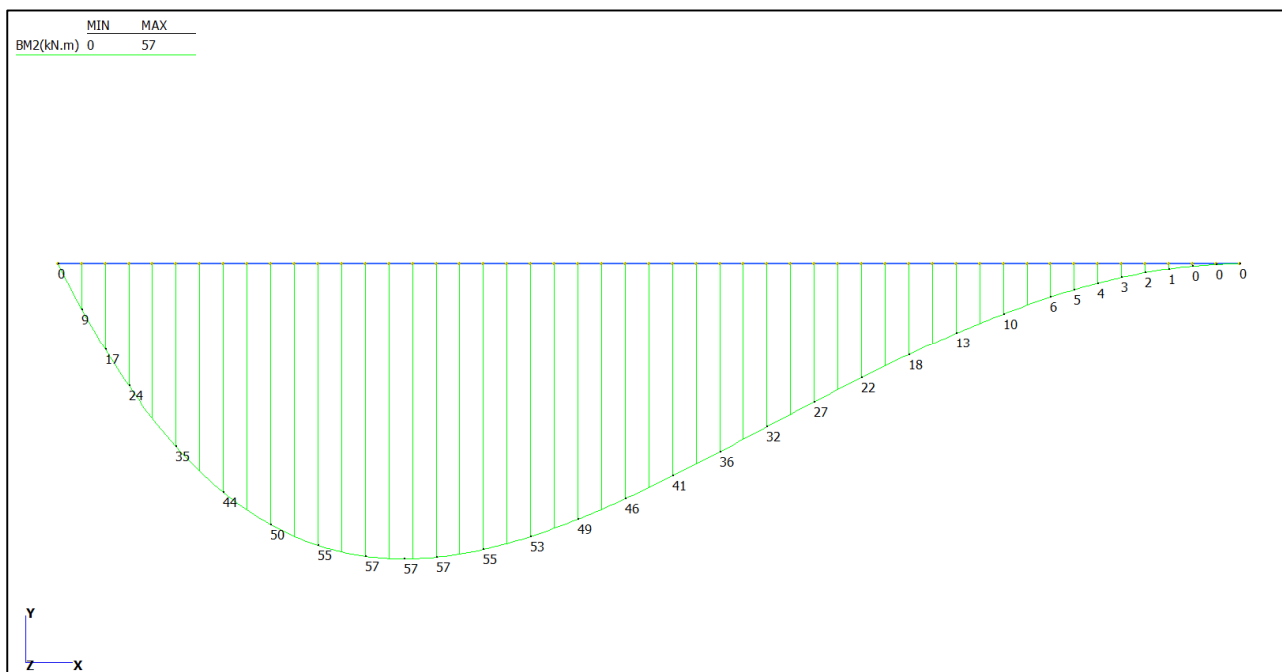


Figura 17 – SLU: momento flettente

Soletta flottante

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0.0	6.0	-
SLE Frequente	0.0	33.0	-
SLE Rara	0.0	43.0	-
SLU	0.0	57.0	93.0
SLV	0.0	0.0	0.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	25	
Altezza utile della sezione	d [cm]	20	
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	2500	

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	As [cm ²]	10.05	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.510%		

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5.3	0.0	0.0
Area strato	As' [cm ²]	10.05	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.510%		

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	40	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	40
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	32.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	40.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	3.02
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.12
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	18.13
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	9.49

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale			
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	1.04	14.400
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	7.47	19.200
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	245.38	360.000

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	93.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	119.95	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	1.29	

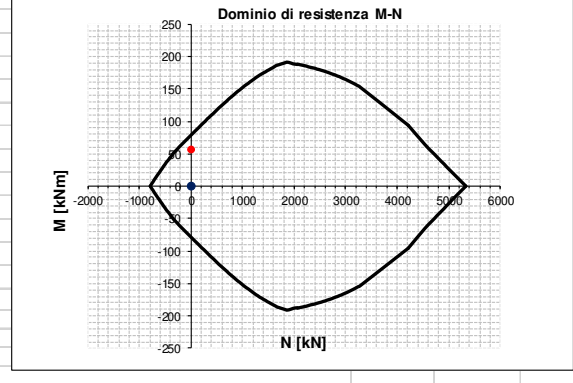
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan (θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	-	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	-	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	57.0	0.0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	0.0

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	78.3	78.3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.37	#DIV/0!

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



8 APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI DI DILATAZIONE

Di seguito si riporta la pianta dei citati dispositivi congiuntamente alle tabelle riportanti:

- Le specifiche tecniche;
- Le azioni di progetto allo stato limite ultimo SLU e allo stato limite di salvaguardia della vita SLV;
- Gli spostamenti nominali computati considerando il contributo delle deformazioni termiche e da ritiro. Si precisa come le deformazioni termiche uniformi $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ siano state amplificate del 50% in osservanza di quanto prescritto nelle NTC08 alla sezione 5.2.2.5.2.

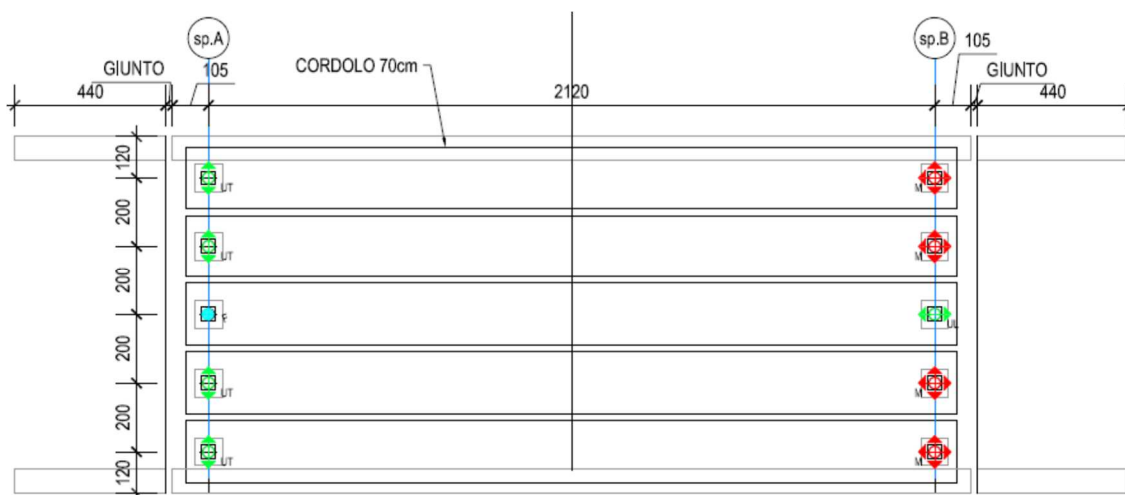
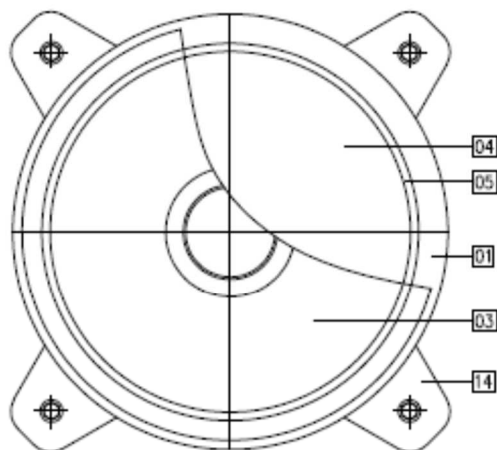


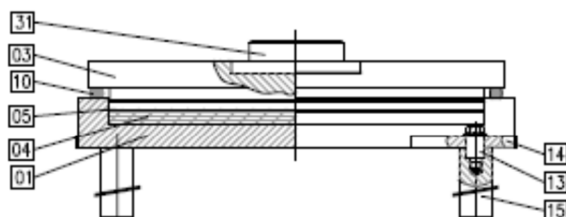
Figura 18 – Pianta appoggi e giunti.

APPARECCHI D'APPOGGIO FLUORISCALE
TIPOLOGICO APPOGGIO FISSO (F)

F



Nv,SLU =	1410 kN
NL,SLU =	212 kN
NT,SLU =	157 kN
Nv,SLV =	532 kN
NL,SLV =	112 kN
NT,SLV =	513 kN
Quantità	1



POS.	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S355JR EN 10025
03	Elemento superiore	S355JR EN 10025
04	Disco in gomma	50±5 Sh/A
05	Anello antiestrusione	P-CuZn 40 Pb 2
10	Parapolvere	Gomma
13	Spina di fissaggio	Classe 12.9
14	Orecchia d'ancoraggio	S355J2G3 EN 10025
15	Zanca d'ancoraggio	1 C40 TQ+T EN 10025
31	Perno d'ancoraggio	S275JR EN 10025

Figura 19 – Dispositivi d'appoggio fissi (F): specifiche tecniche e sollecitazioni.

APPARECCHI D'APPOGGIO FUORI SCALA
TIPOLOGICO APPOGGIO UNIDIREZIONALE (UL, UT)

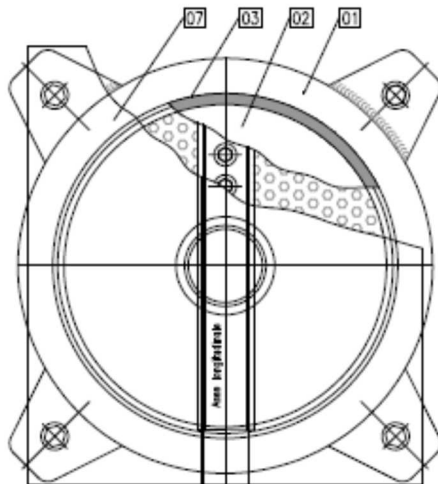


TABELLA CARICHI APPOGGI	
Nv,SLU =	1410 kN
NT,SLU =	212 kN
Nv,SLV =	532 kN
NT,SLV =	513 kN
spostamenti longitudinali positivi (Δl +) =	+5,4 mm
spostamenti longitudinali negativi (Δl -) =	-15,3 mm
spostamenti longitudinali (corsa totale) =	20,7 mm
Quantità longitudinali	1

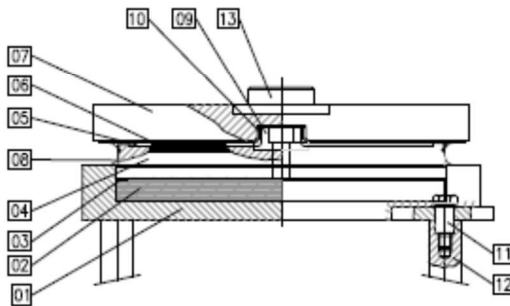


TABELLA CARICHI APPOGGI	
Nv,SLU =	1410 kN
NL,SLU =	212 kN
Nv,SLV =	532 kN
NL,SLV =	112 kN
Quantità trasversali	4

POS.	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S275JR EN 10025
02	Disco	Gomma
03	Anello antiestrusione	P-OT 58
04	Elemento intermedio	S275JR EN 10025
05	Pattino antirifrazione	PTFE
06	Lamiera di scorrimento	X5 CrNiMo 17/12
07	Elemento superiore	S275JR EN 10025
08	Parapolvere	Gomma
09	Guida centrale	S355J2G3 EN 10025
10	Listello laterale	Materiale composito
11	Vite di ancoraggio M20	Classe 12.9
12	Bussola di ancoraggio Ø55x180	1 C40 TQ+T
13	Perno Ø140mm	S275JR EN 10025

Figura 20 – Dispositivi d'appoggio unidirezionali (UL): specifiche tecniche, sollecitazioni e spostamenti.

APPARECCHI D'APPOGGIO FUORI SCALA
TIPOLOGICO APPOGGIO MULTIDIREZIONALE (M)

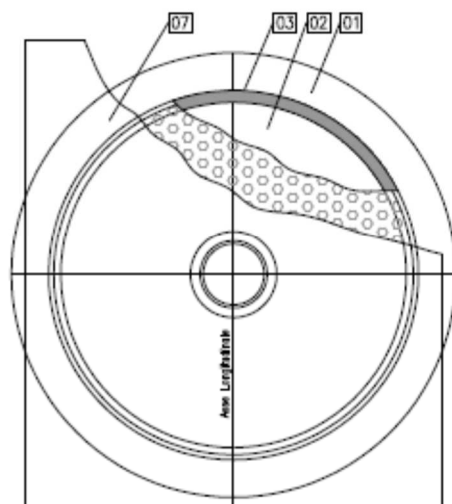
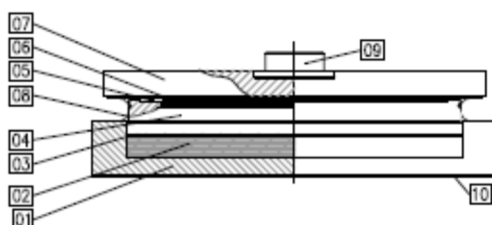


TABELLA CARICHI APPOGGI	
Nv,SLU =	1410 kN
Nv,SLV =	532 kN
spostamenti longitudinali positivi ($\Delta l +$) =	+5,4 mm
spostamenti longitudinali negativi ($\Delta l -$) =	-15,3 mm
spostamenti longitudinali (corsa totale) =	20,7 mm
Quantità longitudinali	4

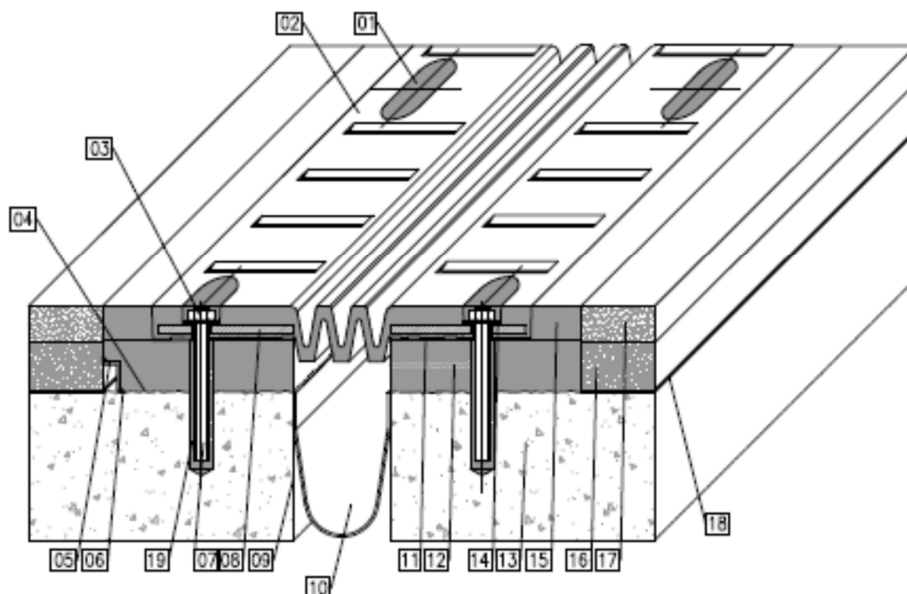


POS.	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE
01	Elemento di base	S275JR EN 10025
02	Disco	Gomma
03	Anello antiestrusione	P-OT 58
04	Elemento intermedio	S275JR EN 10025
05	Pattino antifrizione	PTFE
06	Lamiera di scorrimento	X5 CrNiMo 17/12
07	Elemento superiore	S275JR EN 10025
08	Parapolvere	Gomma
09	Perno d'ancoraggio $\varnothing 140$ mm	S275JR EN 10025
10	Rigature aggrappo resina	-

Figura 21 – Dispositivi d'appoggio multidirezionali (M): specifiche tecniche, sollecitazioni e spostamenti.

GIUNTO DI DILATAZIONE FUGHE/SCALA

DETTAGLIO GIUNTO (± 21mm)



POS.	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE
01	Sigillatura	EPOBLOCK ME sigillante
02	Elemento modulare	Gomma
03	Dado di fissaggio M12	Classe 8 EN 20898
04	Bocciardatura e mano d'attacco	Primer P 150
05	Profilo di drenaggio a "L"	UNI 8317 X5 ChNi 1810
06	Stuccatura	-
07	Barra filettata M12x160	Acciaio classe B7
08	Piatto vulcanizzato	S235JR EN 10025
09	Stesa e rasatura stucco pareti vert.	-
10	Scossalina raccolta acque = 1,2 mm	Hypalon
11	Stuccatura	-
12	Malta predosata	-
13	Testata soletta	-
14	Randella	-
15	Massetto laterale	Malta di resina EPOBLOCK ME
16	Bynder	-
17	Manto d'usura	-
18	Impermeabilizzazione impalcato	-
19	Resina di ancoraggio	Primer P 150
20	Zanca di ancoraggio multidirezionale	S355J2G3 EN 10025
21	Tirafondo	Fe B 44 K

Lunghezza	-	+5,4mm / -15,3mm (corsa totale 20,7mm)
Quantità		4

Figura 22 – Giunti di dilatazione(G): specifiche tecniche e spostamenti.

9 ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, sono analizzate impiegando schemi statici semplificati o modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software impiegato nelle simulazioni è il codice SismiCad 12.7 prodotto dalla Concrete srl, via della Pieve 19, 38121 Padova. La validazione di tale prodotto deriva da una accreditata documentazione ("Validazione Software"), finalizzata ad attestare l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene dunque effettuata adottando la filosofia proposta nel metodo agli stati limite, sia per gli elementi in calcestruzzo armato che per gli elementi in acciaio.

Il modello delle spalle del ponte è stato condotto in modo disaccoppiato da quello dell'impalcato. Nella fattispecie si sono realizzati modelli tridimensionali, sia per fornire le sollecitazioni globali all'intradosso della fondazione, utili per la verifica geotecnica della fondazione, che per le verifiche strutturali della spalla stessa.

9.1 Geometria delle spalle

Di seguito si riportano le piante e le sezioni di carpenteria maggiormente rappresentative delle spalle che, per conformazione geometrica del terreno risultano simili sia in dimensioni sia in forma da cui si è scelto di studiare il comportamento della spalla più sollecitata.

Dal punto di vista geometrico la spalla ha dimensioni in pianta della fondazione di 21.7x4.8 ed elevazione (da estradosso fondazione a testa paraghiaia) massima di 4.62m.

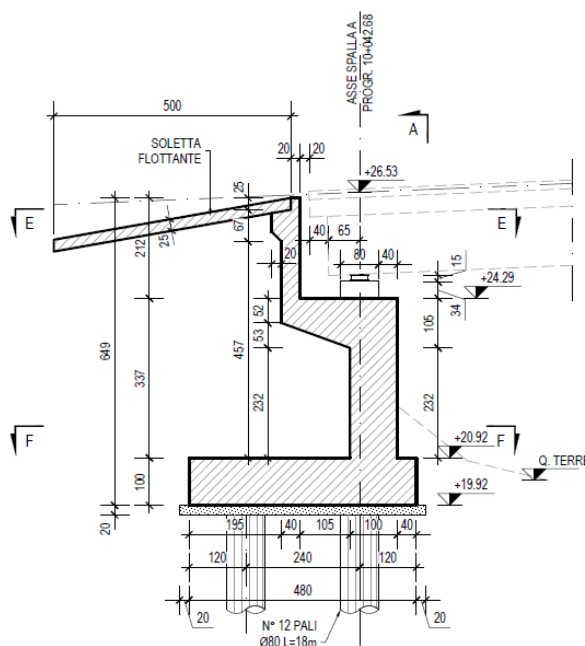


Figura 23: Sezione di carpenteria - Spalla tipo

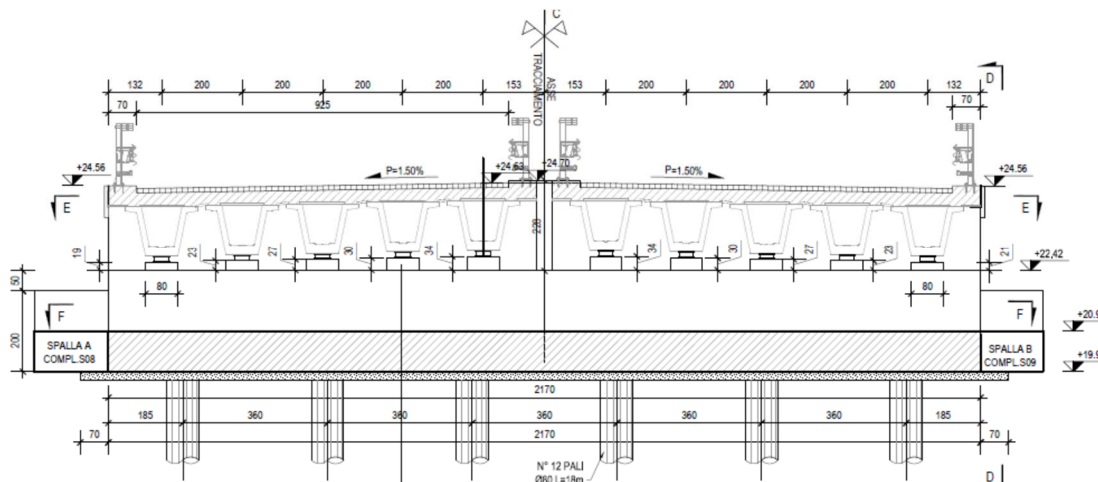


Figura 24: Sezione di carpenteria - Spalla tipo

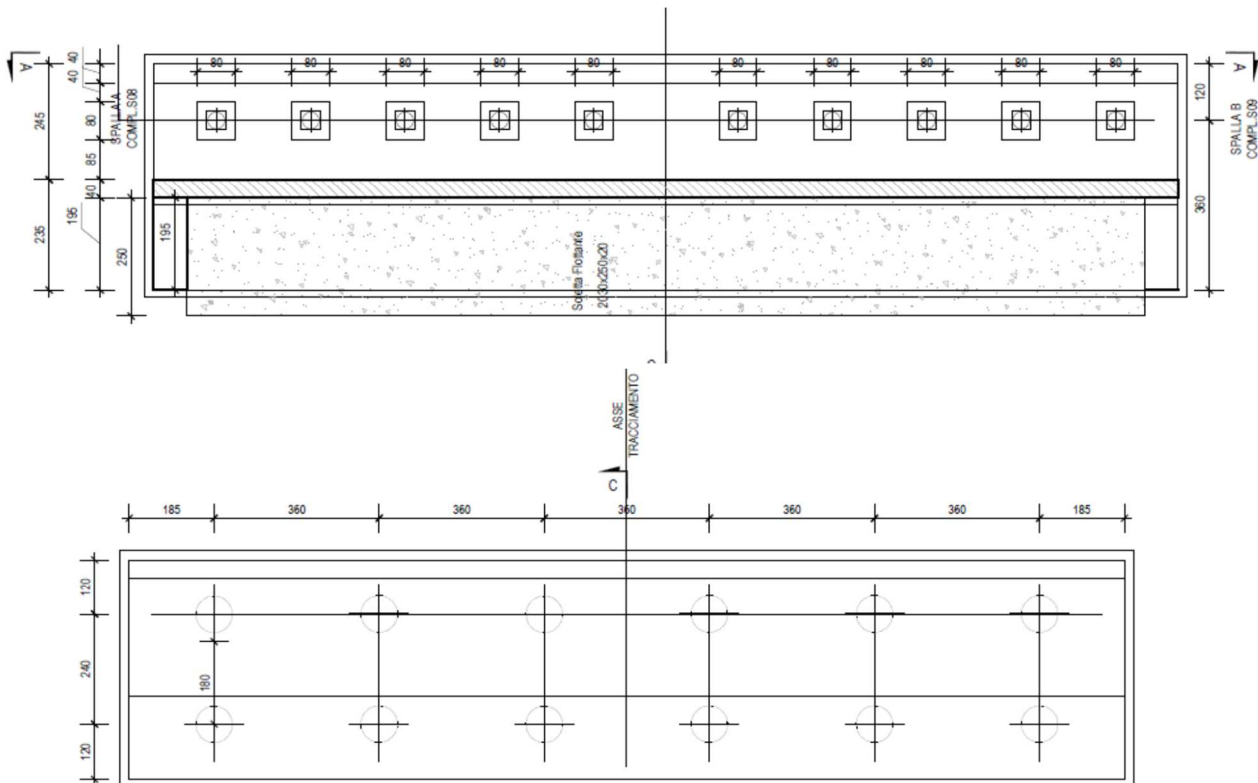


Figura 25: Pianta carpenteria - Spalla tipo

9.2 Modello agli elementi finiti

Il modello delle spalle è stato implementato con elementi bidimensionali (plate) in modo più congruente possibile alla geometria reale.

Gli elementi della spalla sono classificati in:

- Fusto: Muro frontale della spalla su cui appoggia direttamente l'impalcato.
- Paraghiaia: Proseguimento del fusto con disassamento rispetto allo stesso e diminuzione dello spessore.

- Muri di risvolto o muri d'ala: Muri disposti parallelamente alla carreggiata e collegati con il fusto. Hanno la funzione di contenere il cono di rilevato a tergo fusto.
- Platea di fondazione sia essa diretta o su pali.

È stato quindi realizzato un unico modello comprensivo di:

- Elevazioni (fusto, paraghiaia e muri di risvolto) in cui vengono rappresentati tutte le componenti strutturali della spalla con elementi bidimensionali "plate" di opportuno spessore;
- Platea di fondazione rappresentata anch'essa con elementi "plate" vincolata a terra da appoggi fissi posizionati in corrispondenza dei pali. Vista la particolare conformazione del terreno in situ, a vantaggio di sicurezza, si trascura l'effetto della fondazione superficiale offerta alla platea considerando il solo effetto vincolante dei pali.

Il modello, per come implementato, permette sia di valutare le azioni agenti sui pali di fondazione in modo tale che i geotecnici possano fare le verifiche di portanza e quindi confermare la geometria stessa della spalla, sia di calcolare le sollecitazioni agenti sulle elevazioni e sulla platea con lo scopo di effettuare le verifiche strutturali.

Si considera l'asse x di direzione parallela all'asse longitudinale d'impalcato e con verso interno al terreno imbarcato della spalla e si considera l'asse z di direzione verticale posto verso l'alto.

Si riportano ora alcune immagini rappresentative della modellazione 3D.

Spalla tipo

In particolare si possono notare i diversi spessori assegnati agli elementi plate, qui di seguito riassunti:

- Paraghiaia: $s = 0.40\text{m}$
- Fusto (fuso con paraghiaia): $s = 2.60\text{m}$
- Fondazione: $s = 1.0\text{ m}$

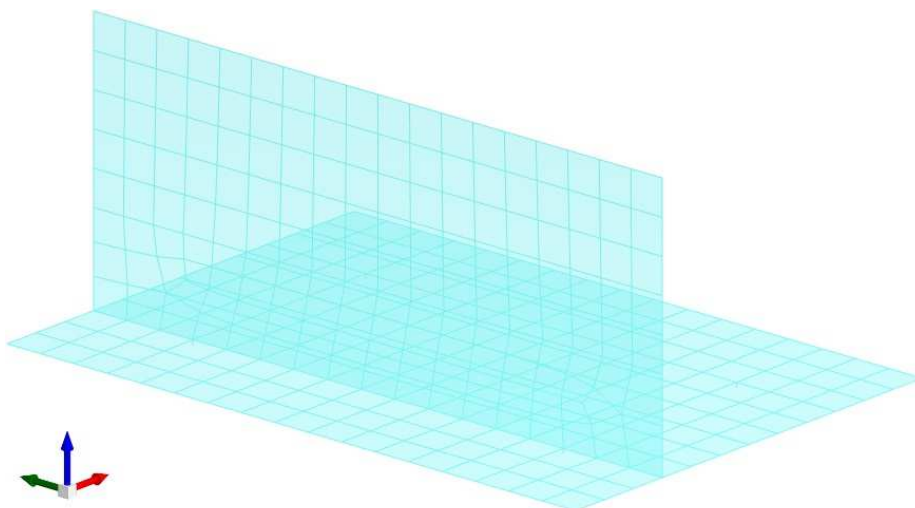


Figura 26: Modello con platea - Vista tridimensionale fronte - Spalla tipo

9.3 Analisi dei carichi della spalla

Si indicano nel seguito i carichi elementari applicati al modello.

9.3.1 Peso proprio delle strutture

Il software di calcolo agli elementi finiti tiene già autonomamente in conto del peso proprio degli elementi strutturali per mezzo del loro peso specifico. Nella fattispecie la struttura è tutta composta di calcestruzzo armato e il suo peso specifico è pari a:

$$\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$$

9.3.2 Peso proprio terreno imbarcato

Tale carico corrisponde al carico in platea dovuto al peso proprio del terreno di riempimento all'interno della spalla. Il carico è stato applicato come carico uniforme sulla platea.

$$p \cdot p_{\text{terr}} = \gamma_{\text{terr}} \times h_{\text{terr}} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 3.62 \text{ m} = 72.4 \text{ kN/m}^2$$

9.3.3 Spinte orizzontali dovute al terreno

I parametri del terreno utilizzati per il calcolo delle spinte sono i seguenti:

$$\gamma_{\text{ter}}=20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi=35^\circ$$

$$c'=0 \text{ kPa}$$

$$k_0= (1-\sin(\phi))= 0.426$$

per quanto riguarda la spinta del terreno di riporto esterno al fusto si tiene conto di un coefficiente di spinta ridotto e pari $0,5k_0$.

Con tali dati si può calcolare la spinta triangolare:

$$q=\gamma_{\text{ter}} k_{a0} y$$

La seguente immagine rappresenta l'applicazione del carico del terreno sugli elementi verticali e del terreno imbarcato dalla fondazione.

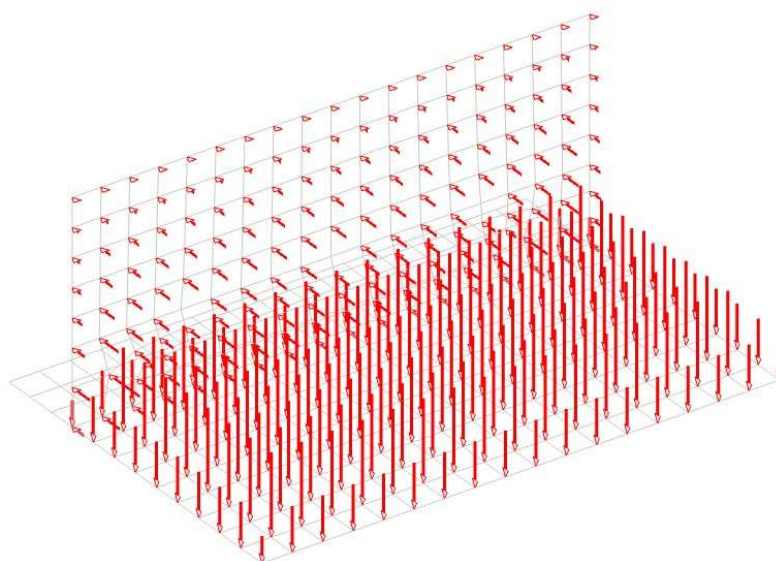


Figura 27: Carico del terreno

9.3.4 Carico stradale accidentale

Il sovraccarico accidentale viene assunto pari al carico veicolare presente nelle diverse carreggiate e corsie di marcia presente a monte e a valle delle strutture. Per quanto riguarda le colonne di carico viene applicato un carico uniforme verticale pari a:

$$q_{\text{colonna}} = q_i \times k_0$$

mentre per quanto riguarda il mezzo pesante si applica un carico uniforme sulla superficie del paraghiaia ottenuto considerando che il mezzo pesante abbia una impronta di carico di 3.0x2.0m e sia applicato a su di una larghezza di 3.0metri . Tale valore viene assunto quinti pari a:

$$q_{\text{MP}} = 2Q_i / (2.0 \times 3.0) \times k_0$$

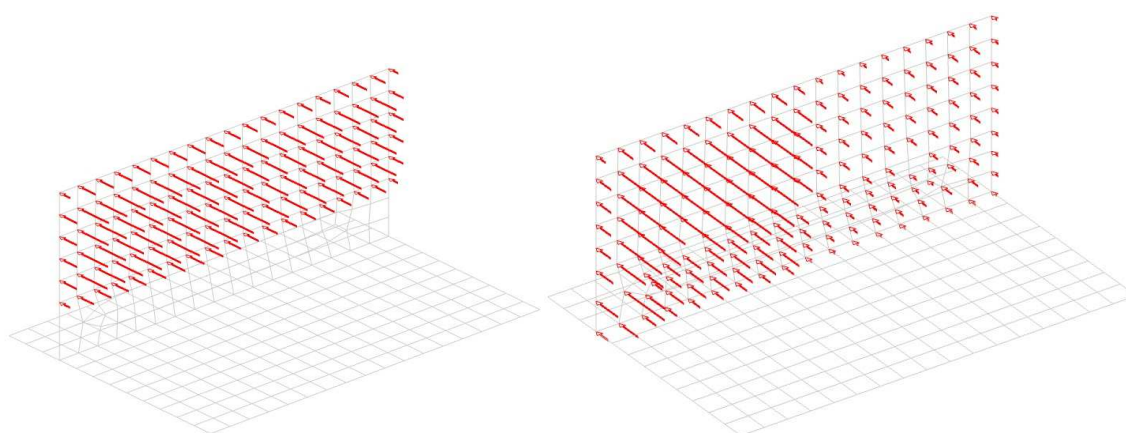


Figura 28: Carico accidentale del mezzo pesante e della colonna di carico

9.3.5 Caratterizzazione sismica

La progettazione sismica fa riferimento ai seguenti dati:

- Vita nominale: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: Cu = 2.
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x Cu = 200 anni
- Categoria del suolo: C
- Categoria topografica: T1

Per lo stato limite di riferimento per le verifiche strutturali e geotecniche SLV si ha:

$$a_g=0.07g; \quad S=1.5; \quad ST=1.0$$

9.3.6 Spinta sismica inerziale delle strutture

La spinta sismica dovuta all'inerzia della struttura è implementata all'interno del software assegnando accelerazione pari a $a_{max}(SLV)$ nelle varie direzione, in seguito opportunamente combinate.

$$a_{max}(SLV)=0.105 g$$

9.3.7 Spinta sismica del terreno

Tale spinta deve essere differenziata in due tipologie di carico:

- Forza inerziale sismica del suolo imbarcato;
- Sovrappinta sismica del terreno.

9.3.7.1 Forza inerziale sismica del suolo imbarcato

La prima tipologia è rappresentata dal terreno imbarcato. In questo caso si ipotizza che il terreno si muova solidalmente alla spalla e che quindi venga mobilitata l'intera sua massa: tale valore non comporta incremento di sollecitazioni sui muri in quanto il terreno imbarcato si muove solidamente all'elevazione della spalla.

9.3.7.2 Sovrappinta sismica del terreno.

La sovrappinta sismica è stata determinata secondo la teoria di Wood.

La sovrappinta rettangolare sismica è quindi calcolata attraverso la seguente formulazione:

$$\Delta P = \gamma_{terr} \times a_{max}(SLV) \times H = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.105 \times 3.65 \text{ m} = 7.6 \text{ kN/m}^2$$

Si riporta di seguito in modello della sovrappinta applicata al fusto.

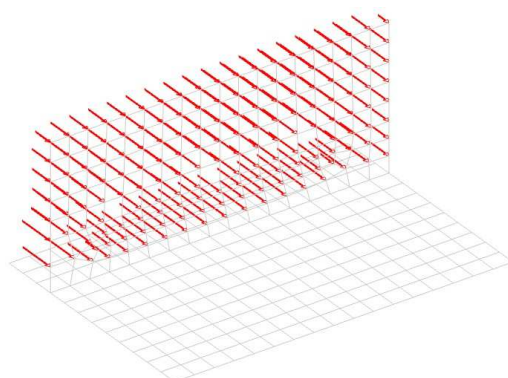


Figura 29: Sovraspinta sismica di Wood sul fusto

9.3.8 Carichi sismici derivanti dall'impalcato

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati in corrispondenza di ciascuno degli elementi di appoggio.

I carichi da applicare in tale punto derivano dall'analisi dell'impalcato. Per maggiori dettagli a riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Il carico verticale dovuto ai pesi propri e ai pesi permanenti del singolo impalcato valgono:

$$G_{tot} = 4664.8 \text{ kN}$$

Lo schema di vincolo prevede l'utilizzo di appoggi che consentono spostamenti lenti longitudinali su un lato mentre li bloccano sull'altro. Gli spostamenti trasversali sono bloccati su entrambe le spalle.

Pertanto, con lo schema di vincolo adottato, il movimento longitudinale dell'impalcato e di una delle spalle avviene all'unisono mentre l'altra spalla risulta indipendente in direzione longitudinale ma non in direzione trasversale. L'azione longitudinale pertanto viene calcolata con la formulazione:

$$S_{SLV} = a_{max-SLV} \times G_{tot} = 489.8 \text{ kN}$$

Che in direzione trasversale risulta pari a:

$$S_{1SLV} = a_{max-SLV} \times G_{tot} / 2 = 244.9 \text{ kN}$$

Nell'immagine seguente si può vedere la modalità di applicazione del carico.

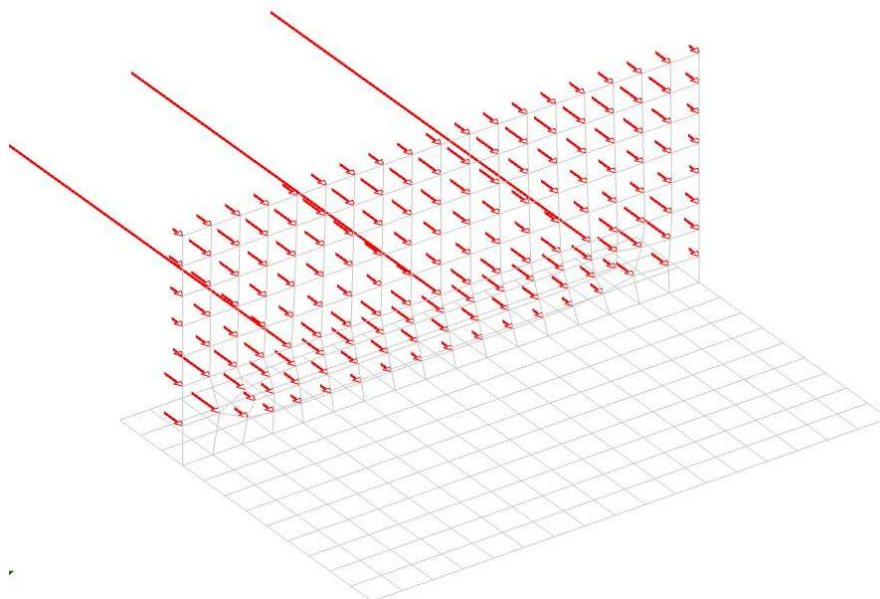


Figura 30: Azione orizzontale sismica da impalcato

9.3.9 Carichi statici derivanti dall'impalcato

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati in corrispondenza di ciascuno degli elementi di appoggio. I carichi sono stati applicati ripartendo equamente fra gli appoggi tutto il carico gravante su ciascun impalcato.

I carichi da applicare in tale punto derivano dall'analisi dell'impalcato nelle varie combinazioni. Per maggiori dettagli a riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

9.3.9.1 Carichi verticali

Gli scarichi verticali del singolo ponte sono pertanto:

$$p.p. = 7.50 \times 10.5 \times 23.7/2 = 924.3 \text{ kN}$$

$$p \text{ soletta} = 25 \times 0.28 \times 6.9 \times 23.7/2 = \underline{862.7 \text{ kN}}$$

$$\text{con un totale di peso proprio su ciascuna spalla di} = 1787.0 \text{ kN}$$

i pesi portati

$$GRingrossi = 0.15m \times 25 \times 0.75 \times 23.7/2 \times 2 = 66.65 \text{ kN}$$

$$GGuard-rail = 1.50 \times 23.7/2 \times 2 = 35.55 \text{ kN}$$

$$GSottoservizi\&veletta = 3.5 \times 23.7/2 \times 2 = 82.95 \text{ kN}$$

$$GPavimentazione = 0.11m \times 22 \times 9.0 \times 23.7/2 = 258.10 \text{ kN}$$

$$\text{con un totale di peso portato su ciascuna spalla di} = 443.25 \text{ kN}$$

i carichi accidentali da traffico, considerando una careggiata da 9.0m, prevedono la presenza di 3 corsie convenzionali da 3.0m cadauna:

$$Q = 2 \times 300 + 2 \times 200 + 2 \times 100 + [9.0 \times 3.0 + 2.50 \times (3.0 + 3.0)] \times 23.7 / 2 = 1697.7 \text{ kN}$$

9.3.9.2 Vento derivante dall'impalcato

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m².

Azione orizzontale del vento:

$$N_{\text{tot,vento}} = 2.50 \text{ kN/m}^2 \times L_{\text{tot}} \times h_{\text{tot}} = 2.50 \text{ kN/m}^2 \times (23.7) \times (1.8\text{m} + 3\text{m}) = 284.4 \text{ kN}$$

Tale forza si ripartisce tra le due spalle.

$$N_{\text{tot,vento,spalla}} = N_{\text{tot,vento}} / 2 = 142.2 \text{ kN}$$

9.3.9.3 Frenatura derivante dall'impalcato

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_1k) + 0.10 q_1k w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3.0 \times (23.7 \text{ m}) = 424 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \rightarrow 424 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

9.4 Combinazioni di carico

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M 14.01.2008.

Si riportano di seguito i coefficienti di combinazione per i diversi SL considerati.



Descr.	Pesi strutturali	Perm. Str.	Neve	Vento	MPk _ponte	MPf+Hk _ponte	MPk _terra	MPf+Hk _terra	MPk _ponte	MPf+Hk _ponte	MPk _terra	MPf+Hk _terra
SLU-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-2	1	0	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-3	1	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-4	1	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-5	1	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-6	1	0	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-7	1	0	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-8	1	0	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-9	1	0	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-10	1	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-11	1	0	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-12	1	0	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-13	1	0	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-14	1	0	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-15	1	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-16	1	0	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-17	1	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-18	1	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-19	1	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-20	1	0	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-21	1	0	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-22	1	0	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-23	1	0	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-24	1	0	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-25	1	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-26	1	1,5	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-27	1	1,5	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-28	1	1,5	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-29	1	1,5	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-30	1	1,5	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-31	1	1,5	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-32	1	1,5	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-33	1	1,5	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-34	1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-35	1	1,5	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-36	1	1,5	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-37	1	1,5	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-38	1	1,5	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-39	1	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-40	1	1,5	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-41	1	1,5	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-42	1	1,5	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-43	1	1,5	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-44	1	1,5	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-45	1	1,5	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-46	1	1,5	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-47	1	1,5	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-48	1	1,5	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-49	1,35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-50	1,35	0	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-51	1,35	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-52	1,35	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-53	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-54	1,35	0	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-55	1,35	0	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-56	1,35	0	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-57	1,35	0	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-58	1,35	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-59	1,35	0	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-60	1,35	0	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-61	1,35	0	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-62	1,35	0	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-63	1,35	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-64	1,35	0	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-65	1,35	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-66	1,35	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-67	1,35	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-68	1,35	0	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-69	1,35	0	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-70	1,35	0	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-71	1,35	0	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-72	1,35	0	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-73	1,35	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-74	1,35	1,5	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-75	1,35	1,5	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-76	1,35	1,5	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-77	1,35	1,5	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-78	1,35	1,5	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
SLU-79	1,35	1,5	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
SLU-80	1,35	1,5	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
SLU-81	1,35	1,5	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
SLU-82	1,35	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-83	1,35	1,5	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-84	1,35	1,5	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-85	1,35	1,5	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-86	1,35	1,5	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-87	1,35	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-88	1,35	1,5	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-89	1,35	1,5	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-90	1,35	1,5	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-91	1,35	1,5	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
SLU-92	1,35	1,5	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-93	1,35	1,5	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
SLU-94	1,35	1,5	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
SLU-95	1,35	1,5	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
SLU-96	1,35	1,5	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0



GEO-1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-2	1	1	0	0	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-3	1	1	0	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0
GEO-4	1	1	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0
GEO-5	1	1	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-6	1	1	0	0,9	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-7	1	1	0	0,9	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15	0
GEO-8	1	1	0	0,9	0	1,15	0	0	0	0	1,15	0	0
GEO-9	1	1	0	0,9	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-10	1	1	0	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-11	1	1	0	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-12	1	1	0	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-13	1	1	0	1,3	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0	0
GEO-14	1	1	0	1,3	0,8625	0	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-15	1	1	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-16	1	1	1,3	0	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-17	1	1	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-18	1	1	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0	0
GEO-19	1	1	1,3	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-20	1	1	1,3	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-21	1	1	1,3	0,9	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-22	1	1	1,3	0,9	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-23	1	1	1,3	0,9	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0	0
GEO-24	1	1	1,3	0,9	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-25	1	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-26	1	1,3	0	0	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-27	1	1,3	0	0	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0
GEO-28	1	1,3	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0
GEO-29	1	1,3	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-30	1	1,3	0	0,9	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-31	1	1,3	0	0,9	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0
GEO-32	1	1,3	0	0,9	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0
GEO-33	1	1,3	0	0,9	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-34	1	1,3	0	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-35	1	1,3	0	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-36	1	1,3	0	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-37	1	1,3	0	1,3	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-38	1	1,3	0	1,3	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-39	1	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-40	1	1,3	1,3	0	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-41	1	1,3	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-42	1	1,3	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-43	1	1,3	1,3	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-44	1	1,3	1,3	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-45	1	1,3	1,3	0,9	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-46	1	1,3	1,3	0,9	0	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0
GEO-47	1	1,3	1,3	0,9	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-48	1	1,3	1,3	0,9	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-49	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-50	1	1	0	0	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-51	1	1	0	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0
GEO-52	1	1	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0
GEO-53	1	1	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-54	1	1	0	0,9	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-55	1	1	0	0,9	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0
GEO-56	1	1	0	0,9	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0
GEO-57	1	1	0	0,9	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-58	1	1	0	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-59	1	1	0	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-60	1	1	0	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-61	1	1	0	1,3	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-62	1	1	0	1,3	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-63	1	1	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-64	1	1	1,3	0	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-65	1	1	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-66	1	1	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-67	1	1	1,3	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-68	1	1	1,3	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-69	1	1	1,3	0,9	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-70	1	1	1,3	0,9	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-71	1	1	1,3	0,9	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-72	1	1	1,3	0,9	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-73	1	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-74	1	1,3	0	0	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-75	1	1,3	0	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0
GEO-76	1	1,3	0	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0
GEO-77	1	1,3	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-78	1	1,3	0	0,9	0	0	0	1,15	0	0	0	0	1,15
GEO-79	1	1,3	0	0,9	0	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0
GEO-80	1	1,3	0	0,9	0	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0
GEO-81	1	1,3	0	0,9	1,15	0	0	0	1,15	0	0	0	0
GEO-82	1	1,3	0	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-83	1	1,3	0	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-84	1	1,3	0	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-85	1	1,3	0	1,3	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-86	1	1,3	0	1,3	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-87	1	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-88	1	1,3	1,3	0	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-89	1	1,3	1,3	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-90	1	1,3	1,3	0	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-91	1	1,3	1,3	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0
GEO-92	1	1,3	1,3	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
GEO-93	1	1,3	1,3	0,9	0	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46
GEO-94	1	1,3	1,3	0,9	0	0	0,8625	0	0	0	0	0,46	0
GEO-95	1	1,3	1,3	0,9	0	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0
GEO-96	1	1,3	1,3	0,9	0,8625	0	0	0	0,46	0	0	0	0



Descr.	Pesi strutturali	Perm. Str.	Neve	Vento	MPk _ponte	MPf+Hk _ponte	MPk _terra	MPf+Hk _terra	MPk _ponte	MPf+Hk _ponte	MPk _terra	MPf+Hk _terra
EQU-1	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-2	0,9	0	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-3	0,9	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	1,35
EQU-4	0,9	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-5	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-6	0,9	0	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-7	0,9	0	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
EQU-8	0,9	0	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-9	0,9	0	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-10	0,9	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-11	0,9	0	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-12	0,9	0	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0	0,54
EQU-13	0,9	0	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-14	0,9	0	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-15	0,9	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-16	0,9	0	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-17	0,9	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0	0,54
EQU-18	0,9	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-19	0,9	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-20	0,9	0	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-21	0,9	0	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-22	0,9	0	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-23	0,9	0	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-24	0,9	0	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-25	0,9	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-26	0,9	1,5	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-27	0,9	1,5	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	1,35
EQU-28	0,9	1,5	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-29	0,9	1,5	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-30	0,9	1,5	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-31	0,9	1,5	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
EQU-32	0,9	1,5	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-33	0,9	1,5	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-34	0,9	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-35	0,9	1,5	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-36	0,9	1,5	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-37	0,9	1,5	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-38	0,9	1,5	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-39	0,9	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-40	0,9	1,5	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-41	0,9	1,5	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-42	0,9	1,5	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-43	0,9	1,5	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-44	0,9	1,5	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-45	0,9	1,5	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-46	0,9	1,5	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-47	0,9	1,5	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-48	0,9	1,5	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-49	1,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-50	1,1	0	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-51	1,1	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
EQU-52	1,1	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-53	1,1	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-54	1,1	0	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-55	1,1	0	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
EQU-56	1,1	0	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-57	1,1	0	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-58	1,1	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-59	1,1	0	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-60	1,1	0	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-61	1,1	0	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-62	1,1	0	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-63	1,1	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-64	1,1	0	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-65	1,1	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-66	1,1	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-67	1,1	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-68	1,1	0	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-69	1,1	0	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-70	1,1	0	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-71	1,1	0	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-72	1,1	0	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-73	1,1	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-74	1,1	1,5	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-75	1,1	1,5	0	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
EQU-76	1,1	1,5	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-77	1,1	1,5	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-78	1,1	1,5	0	0,9	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
EQU-79	1,1	1,5	0	0,9	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
EQU-80	1,1	1,5	0	0,9	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
EQU-81	1,1	1,5	0	0,9	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
EQU-82	1,1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-83	1,1	1,5	0	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-84	1,1	1,5	0	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-85	1,1	1,5	0	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-86	1,1	1,5	0	1,5	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-87	1,1	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-88	1,1	1,5	1,5	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-89	1,1	1,5	1,5	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-90	1,1	1,5	1,5	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-91	1,1	1,5	1,5	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0
EQU-92	1,1	1,5	1,5	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0
EQU-93	1,1	1,5	1,5	0,9	0	0	0	1,0125	0	0	0	0,54
EQU-94	1,1	1,5	1,5	0,9	0	0	1,0125	0	0	0	0,54	0
EQU-95	1,1	1,5	1,5	0,9	0	1,0125	0	0	0	0,54	0	0
EQU-96	1,1	1,5	1,5	0,9	1,0125	0	0	0	0,54	0	0	0

Descr.	Pesi strutturali	Perm. Str.	Neve	Vento	MPk_ponte	MPf+Hk_ponte	MPk_terra	MPf+Hk_terra	MPk_ponte	MPf+Hk_ponte	MPk_terra	MPf+Hk_terra
Rara 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Rara 2	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1
Rara 3	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
Rara 4	1	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0
Rara 5	1	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
Rara 6	1	1	0	0,6	0	0	0	1	0	0	0	1
Rara 7	1	1	0	0,6	0	0	1	0	0	0	1	0
Rara 8	1	1	0	0,6	0	1	0	0	0	1	0	0
Rara 9	1	1	0	0,6	1	0	0	0	1	0	0	0
Rara 10	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
Rara 11	1	1	0	1	0	0	0	0,75	0	0	0	0,4
Rara 12	1	1	0	1	0	0	0,75	0	0	0	0,4	0
Rara 13	1	1	0	1	0	0,75	0	0	0	0,4	0	0
Rara 14	1	1	0	1	0,75	0	0	0	0,4	0	0	0
Rara 15	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Rara 16	1	1	1	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0,4
Rara 17	1	1	1	0	0	0	0,75	0	0	0	0,4	0
Rara 18	1	1	1	0	0	0,75	0	0	0	0,4	0	0
Rara 19	1	1	1	0	0,75	0	0	0	0,4	0	0	0
Rara 20	1	1	1	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0
Rara 21	1	1	1	0,6	0	0	0	0,75	0	0	0	0,4
Rara 22	1	1	1	0,6	0	0	0,75	0	0	0	0,4	0
Rara 23	1	1	1	0,6	0	0,75	0	0	0	0,4	0	0
Rara 24	1	1	1	0,6	0,75	0	0	0	0,4	0	0	0
Frequente 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frequente 2	1	1	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0
Q. P. 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Descr.	Pesi strutturali	Perm. Str.	Neve	Vento	MPk_ponte	MPf+Hk_ponte	MPk_terra	MPf+Hk_terra	MPk_ponte	MPf+Hk_ponte	MPk_terra	MPf+Hk_terra	Sisma X SLV	Sisma X SLV	Sisma Z SLV	Ecc X per Sis X SLV	Ecc Y per Sis Y SLV	Terreno Sism X SLV	Terreno Sism Y SLV	Terreno Sism Z SLV
SLV 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-0,3	0	-1	0,3	-1	-0,3	0
SLV 2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-0,3	0	1	-0,3	-1	-0,3	0
SLV 3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0,3	0	-1	0,3	-1	0,3	0
SLV 4	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0,3	0	1	-0,3	-1	0,3	0
SLV 5	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	-1	0	-0,3	1	-0,3	-1	0
SLV 6	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	-1	0	0,3	-1	-0,3	-1	0
SLV 7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	0	-0,3	1	-0,3	1	0
SLV 8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	0	0,3	-1	-0,3	1	0
SLV 9	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	0	-0,3	-1	0,3	-1	0
SLV 10	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-1	0	0,3	-1	0,3	-1	0
SLV 11	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0	-0,3	1	0,3	1	0
SLV 12	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0	0,3	-1	0,3	1	0
SLV 13	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	0	-1	0,3	1	-0,3	0
SLV 14	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	0	1	-0,3	1	-0,3	0
SLV 15	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0	-1	0,3	1	0,3	0
SLV 16	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0	1	-0,3	1	0,3	0

Ai fini della modellazione, per consentire la combinazione delle diverse condizioni di carico, si sono considerate 4 possibili condizioni di carico variabile dell'impalcato e del terreno a monte. Ognuna di esse esclude la presenza dell'altra.

- MPk_ponte: indica la presenza del mezzo pesante sull'impalcato (e quindi sul terreno a monte della spalla è presente la sola colonna di carico);
- MPf+Hk_ponte: indica la presenza del mezzo pesante e dell'azione frenante orizzontale sull'impalcato (a monte della spalla è presente la sola colonna di carico);
- MPk_terra: indica che il mezzo pesante è a monte della spalla (quindi sull'impalcato è presente la sola colonna di carico);
- MPf+Hk_terra: indica la presenza del mezzo pesante a monte spalla con colonna di carico su impalcato e relativa azione orizzontale di frenatura.

10 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE

10.1 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano alcune immagini riassuntive dello stato di sollecitazione dei diversi elementi strutturali costituenti la spalla.

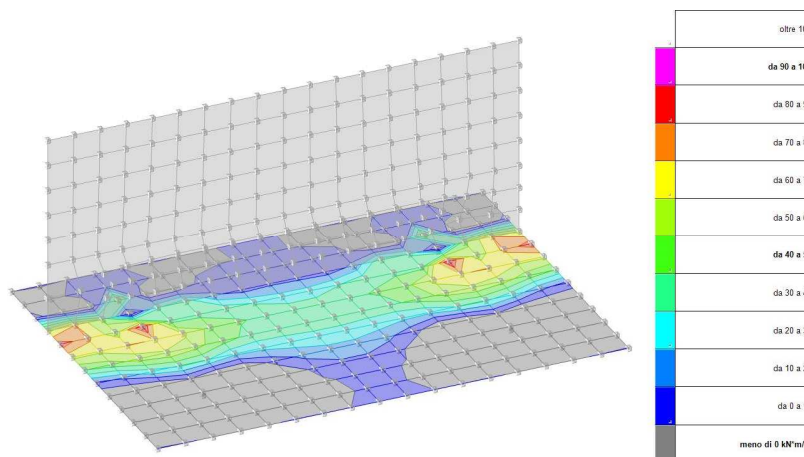


Figura 31: Sollecitazioni elementi orizzontali $M_{xx,max}$

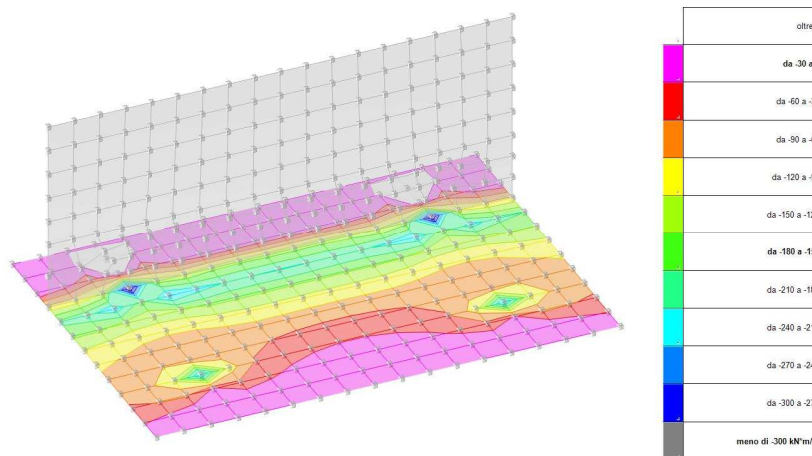


Figura 32: Sollecitazioni elementi orizzontali $M_{xx,min}$

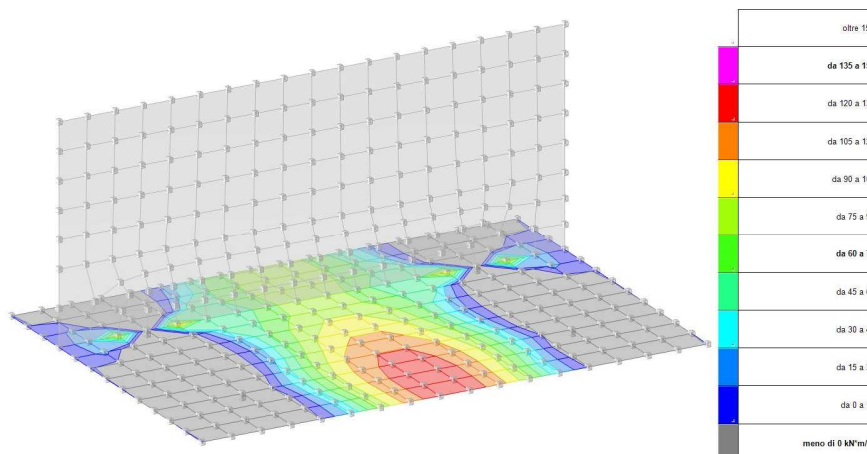


Figura 33: Sollecitazioni elementi orizzontali $M_{yy,max}$

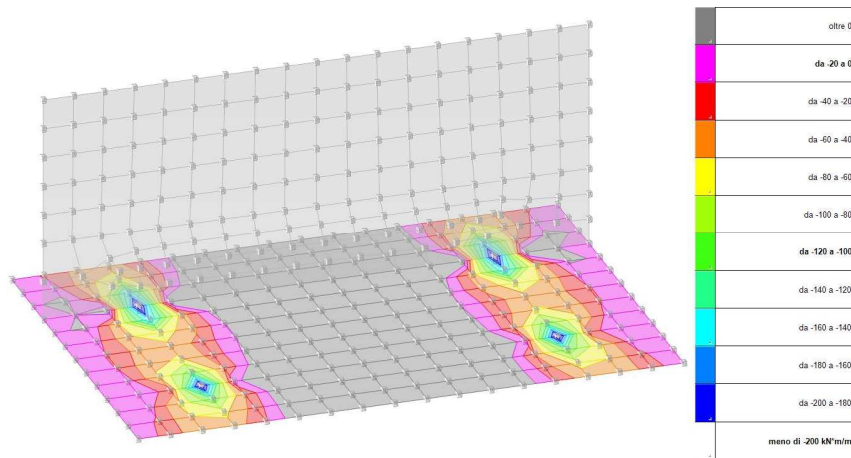


Figura 34: Sollecitazioni elementi orizzontali $M_{yy,min}$

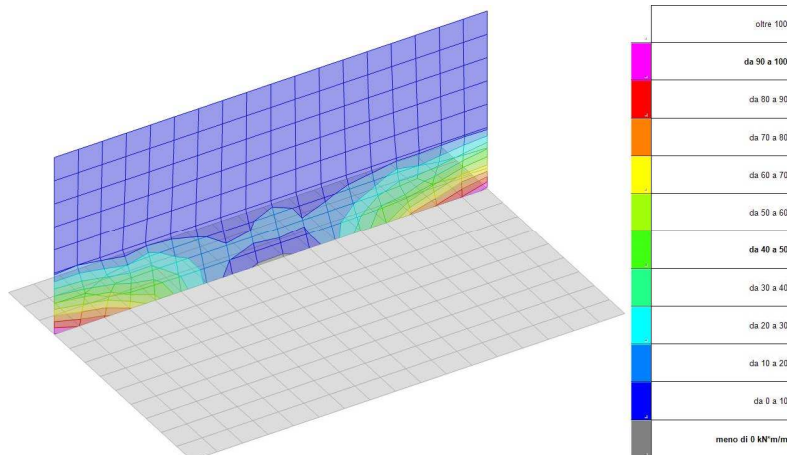


Figura 35: Sollecitazioni elementi verticali $M_{zz,max}$

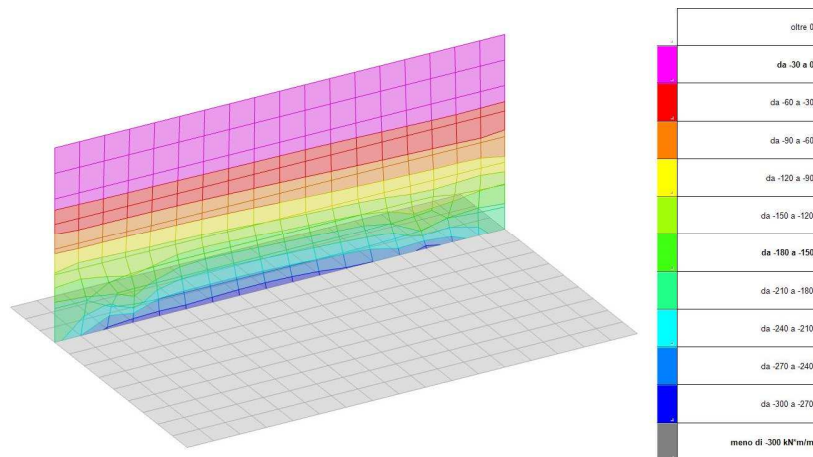


Figura 36: Sollecitazioni elementi verticali $M_{zz,min}$

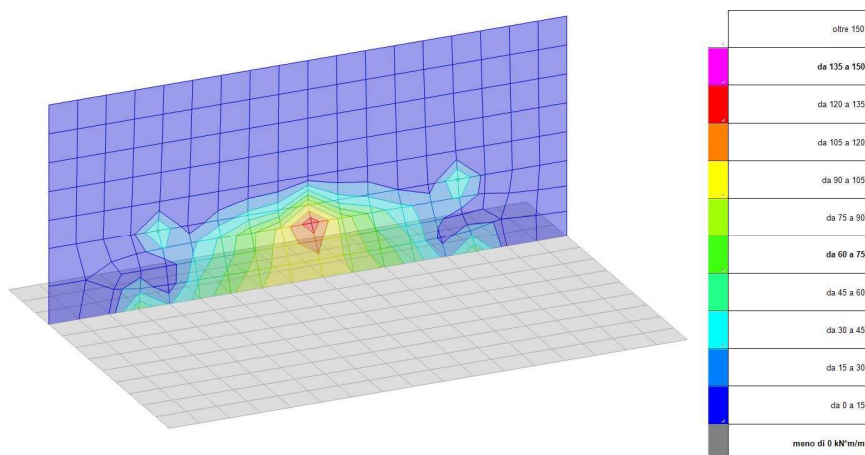


Figura 37: Sollecitazioni elementi verticali $M_{oo,max}$

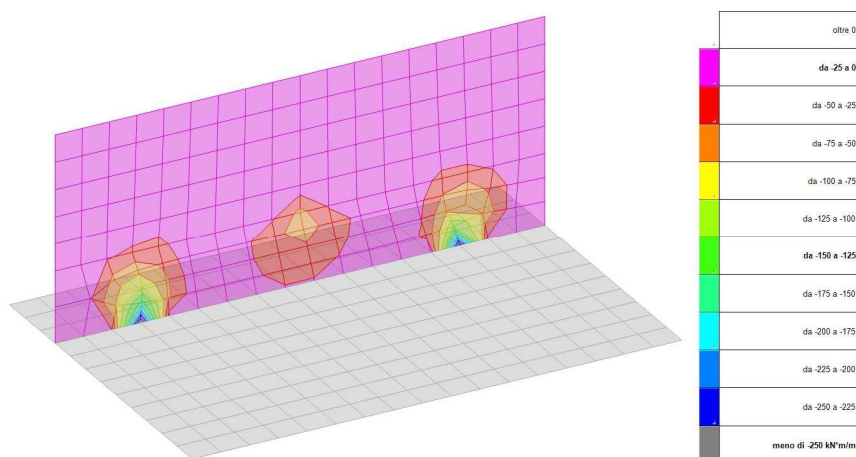


Figura 38: Sollecitazioni elementi verticali $M_{oo,min}$

10.2 Verifiche di sicurezza

Di seguito si riportano le verifiche di sicurezza esportate dal programma di calcolo relative ai nodi maggiormente sollecitati.

Legenda simboli

nod.: nodo del modello FEM

sez.: tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)

B: base della sezione

H: altezza della sezione

Af+: area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)

Af-: area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)

c+: copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)

c-: copriferro dal lato A (superiore per le piastre)
sc: tensione sul calcestruzzo in esercizio
comb ; c: combinazione di carico
c.s.: coefficiente di sicurezza
N: sforzo normale di calcolo
M: momento flettente di calcolo
Mu: momento flettente ultimo
Nu: sforzo normale ultimo
sf: tensione sull'acciaio in esercizio
Wk: apertura caratteristica delle fessure
Sm: distanza media fra le fessure
st: sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate
fck: resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
fcd: resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo
fctd: resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo
Hcr: altezza critica
q.Hcr: *quota della sezione alla altezza critica
hw: altezza della parete
lw: lunghezza della parete
n.p.: numero di piani
hs: altezza dell'interpiano
Mxd: momento di progetto attorno all'asse x (fuori piano)
Myd: momento di progetto attorno all'asse y (nel piano)
NEd: sforzo normale di progetto
MEd: Momento flettente di progetto di progetto
VEd: sforzo di taglio di progetto
Ngrav.: sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali
NReale.: sforzo normale derivante dall'analisi
VRcd: resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo
epsilon: coefficiente di maggiorazione del taglio derivante dall'analisi
alfaS: $MEd/(VEd*lw)$ formula 7.4.15
At: area tesa di acciaio
roh: rapporto tra area della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
rov: rapporto tra area della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
VRsd: resistenza a taglio della sezione con armature
Somma(Asj)- Ai: somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento
csi: altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione
Vdd: contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali
Vfd: contributo della resistenza per attrito
Vid: contributo delle armature inclinate presenti alla base



VRd,s: valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

M01: momento flettente inferiore per verifica instabilità

M02: momento flettente superiore per verifica instabilità

etot: eccentricità complessiva EC2 12.6.5.2 (12.12)

Fi: coefficiente riduttivo EC2 12.6.5.2 (12.11)

l0: lunghezza libera di inflessione

beta: coefficiente EC2 12.6.5.1 (12.9)

Nrd: resistenza di progetto EC2 12.6.5.2 (12.10)

l,lim: snellezza limite EC2 12.6.5.1 (4)

At: area di calcestruzzo del traverso in parete con blocco cassero in legno

Vr,cls: resistenza a taglio in assenza di armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno

Mu: momento resistente ultimo del singolo traverso in parete con blocco cassero in legno

Hp: resistenza a trazione dell'elemento teso in parete con blocco cassero in legno

R: fattore di efficienza in parete con blocco cassero in legno

Vr,s: contributo alla resistenza a taglio della armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno

Vrd: resistenza a taglio per trazione del diagonale in parete con blocco cassero in legno

l: luce netta della trave di collegamento

h: altezza della trave di collegamento

b: spessore della trave di collegamento

d: altezza utile della trave di collegamento

Asi: area complessiva della armatura a X

M,plast: momenti resistenti della trave a filo appoggio

T,plast: sforzi di taglio nella trave derivanti da gerarchia delle resistenze



Fondazione

Valori in daN, cm
C25/30: rck 300
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
51	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	1.511	SLU-77	-980	-2863763	-1480	-4325872
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	1.108	SLU-75	2420	-3851408	2681	-4267285
205	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	1.490	SLU-81	-650	-2891724	-968	-4307940
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	1.133	SLU-79	2809	-3751795	3182	-4249339

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
51	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	-38.5	5 ra	-2.05E04	-2.12E06	2019.1	5 ra	-7.33E02	-2.11E06	0.00999.00	18.9	0.0	1 ra	
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	-48.4	3 ra	1.77E03	-2.85E06	2733.2	3 ra	1.77E03	-2.85E06	0.47999.00	0.0	616.8	3 ra	
205	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	-26.2	2 fr	-2.12E04	-2.15E06	2044.2	2 fr	-5.14E02	-2.13E06	0.00999.00	19.1	0.0	1 ra	
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	-47.1	7 ra	2.04E03	-2.77E06	2671.4	7 ra	2.04E03	-2.77E06	0.00999.00	25.2	0.0	1 ra	

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
51	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	-26.1	1 fr	-1.02E03	-1.45E06	1372.7	1 fr	-1.02E03	-1.45E06	0.00	0.40	13.0	0.0	1 fr
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	-15.2	1 fr	2.13E03	-9.04E05	916.1	1 fr	2.13E03	-9.04E05	0.00	0.40	8.4	0.0	1 fr
205	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	-26.2	2 fr	-1.44E04	-1.45E06	1380.6	2 fr	-9.82E02	-1.46E06	0.00	0.40	13.0	0.0	1 fr
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	-15.2	2 fr	2.15E03	-9.05E05	918.4	2 fr	2.15E03	-9.05E05	0.00	0.40	8.4	0.0	1 fr

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
51	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	-26.1	1 q.	-1.02E03	-1.45E06	1372.7	1 q.	-1.02E03	-1.45E06	0.00	0.30	13.0	0.0	1 q.
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	-15.2	1 q.	2.13E03	-9.04E05	916.1	1 q.	2.13E03	-9.04E05	0.00	0.30	8.4	0.0	1 q.
205	o 100	80	10.1	15.7	8.4	8.7	-26.1	1 q.	-1.41E04	-1.44E06	1373.1	1 q.	-1.06E03	-1.45E06	0.00	0.30	13.0	0.0	1 q.
	v 100	80	10.1	15.7	6.8	7.0	-15.2	1 q.	2.09E03	-9.03E05	914.6	1 q.	2.09E03	-9.03E05	0.00	0.30	8.4	0.0	1 q.

Fusto

Parete fra le coordinate in pianta (-30;0) (-30;690)
da quota -80 a quota 100
Valori in daN, cm
C35/45: rck 450
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
51	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	16.781	SLU-77	-212343	-924856	-3563422	-15520430
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	6.391	SLU-75	7116	-1960263	45475	-12527400
103	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	3.154	SLU-55	21012	-3286485	66277	-10366490
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	6.299	SLU-80	19351	812045	121894	5115236
690	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	89.992	SLU-81	-39597	-247113	-3563422	-22238140
	v 50	200	9.0	9.0	7.2	7.2	3.134	SLU-82	22196	37285	69564	116854

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
51	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	-9.4	3 ra	-1.24E05	-2.47E06	-100.3	5 ra	-1.56E05	-6.85E05	0.00999.00	0.0	0.0	1 ra	
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	-4.0	7 ra	4.97E03	-1.46E06	460.4	3 ra	5.17E03	-1.45E06	0.00999.00	2.4	0.0	1 ra	
103	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	-6.0	3 ra	1.45E04	-2.42E06	916.5	7 ra	1.50E04	-2.42E06	0.00999.00	4.2	0.0	1 ra	
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	0.0	1 ra	1.01E04	2.23E05	456.6	8 ra	1.42E04	6.01E05	0.00999.00	1.6	0.0	1 ra	
690	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	-2.3	7 ra	-2.34E04	-8.62E05	-17.7	9 ra	-2.91E04	-1.83E05	0.00999.00	0.1	0.0	1 ra	
	v 50	200	9.0	9.0	7.2	7.2	0.0	1 ra	4.70E03	-5.58E04	1029.2	10 r	1.82E04	-4.39E04	0.00999.00	1.9	0.0	1 ra	

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
51	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	-5.5	1 fr	-1.00E05	-5.07E05	-63.2	1 fr	-1.00E05	-5.07E05	0.00	0.20	0.0	0.0	1 fr
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	-2.0	1 fr	-2.37E04	-5.96E05	221.1	1 fr	4.25E03	-5.36E05	0.00	0.20	1.0	0.0	1 fr
103	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	0.0	1 fr	1.15E04	-8.29E05	459.9	2 fr	1.16E04	-8.29E05	0.00	0.20	1.8	0.0	1 fr
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	0.0	1 fr	1.01E04	2.23E05	280.4	2 fr	1.03E04	2.22E05	0.00	0.20	0.8	0.0	1 fr
690	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	-1.2	2 fr	-1.98E04	-1.93E05	-10.7	2 fr	-1.98E04	-1.93E05	0.00	0.20	0.0	0.0	1 fr
	v 50	200	9.0	9.0	7.2	7.2	0.0	1 fr	4.70E03	-5.58E04	384.3	1 fr	6.32E03	-5.86E04	0.00	0.20	0.8	0.0	1 fr

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
51	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	-5.5	1 q.	-1.00E05	-5.07E05	-63.2	1 q.	-1.00E05	-5.07E05	0.00	0.20	0.0	0.0	1 q.
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	-2.0	1 q.	-2.37E04	-5.96E05	221.1	1 q.	4.25E03	-5.36E05	0.00	0.20	1.0	0.0	1 q.
103	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	0.0	1 q.	1.15E04	-8.29E05	456.6	1 q.	1.15E04	-8.29E05	0.00	0.20	1.8	0.0	1 q.
	v 100	200	22.6	22.6	7.2	7.2	0.0	1 q.	1.01E04	2.23E05	275.9	1 q.	1.01E04	2.23E05	0.00	0.20	0.8	0.0	1 q.
690	o 100	200	22.6	22.6	9.6	9.6	-1.2	1 q.	-1.97E04	-1.92E05	-10.7	1 q.	-1.97E04	-1.92E05	0.00	0.20	0.0	0.0	1 q.
	v 50	200	9.0	9.0	7.2	7.2	0.0	1 q.	4.70E03	-5.58E04	384.3	1 q.	6.32E03	-5.86E04	0.00	0.20	0.8	0.0	1 q.



Paraghiaia

Parete fra le coordinate in pianta (-30;0) (-30;690)
da quota 100 a quota 290
Valori in daN, cm
C35/45: rck 450
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
674	o	50	40	2.3	4.0	7.8	8.0	1.041	EQU-3	-6235	-622917	-6492	-648653
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	8.459	SLU-51	124	-36843	1052	-311648
683	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	1.097	SLU-75	35918	-1189101	39395	-1304203
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	15.739	SLU-81	-22641	-7957	-356342	-125234
684	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	1.200	SLU-79	28707	-1155865	34459	-1387491
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	17.568	SLU-81	-20284	-7680	-356342	-134918

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
674	o	50	40	2.3	4.0	7.8	8.0	-82.9	3 ra	-7.17E03	-4.77E05	3075.6	3 ra	-7.17E03	-4.77E05	0.00999.00	31.6	0.0	1 ra	
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-5.8	7 ra	8.86E01	-2.73E04	405.4	3 ra	9.13E01	-2.73E04	0.00999.00	2.1	0.0	1 ra	
683	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	-54.5	7 ra	2.63E04	-8.81E05	2891.5	3 ra	2.63E04	-8.81E05	0.23999.00	0.0	239.8	3 ra	
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-9.0	7 ra	-1.31E04	-3.73E04	-115.9	9 ra	-1.66E04	-5.90E03	0.00999.00	0.0	0.0	1 ra	
684	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	-54.3	3 ra	2.05E04	-8.56E05	2647.6	7 ra	2.10E04	-8.56E05	0.20999.00	0.0	238.6	7 ra	
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-8.4	7 ra	-1.20E04	-3.66E04	-103.7	9 ra	-1.49E04	-5.70E03	0.00999.00	0.0	0.0	1 ra	

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
674	o	50	40	2.3	4.0	7.8	8.0	-6.5	2 fr	-6.35E03	-4.72E04	-14.4	2 fr	-6.35E03	-4.72E04	0.00	0.20	0.4	0.0	1 fr
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-0.5	2 fr	1.32E01	-2.57E03	39.5	1 fr	1.41E01	-2.57E03	0.00	0.20	0.2	0.0	1 fr
683	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	0.0	1 fr	2.13E04	-9.99E04	1145.4	1 fr	2.13E04	-9.99E04	0.00	0.20	8.8	0.0	1 fr
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-5.3	1 fr	-1.05E04	-3.15E03	-74.2	1 fr	-1.05E04	-3.15E03	0.00	0.20	0.0	0.0	1 fr
684	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	0.0	1 fr	1.66E04	-9.99E04	799.3	2 fr	1.68E04	-9.99E04	0.00	0.20	7.7	0.0	1 fr
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-4.9	2 fr	-9.68E03	-3.17E03	-67.9	2 fr	-9.68E03	-3.17E03	0.00	0.20	0.0	0.0	1 fr

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
674	o	50	40	2.3	4.0	7.8	8.0	-6.5	1 q.	-6.34E03	-4.73E04	-14.4	1 q.	-6.34E03	-4.73E04	0.00	0.20	0.4	0.0	1 q.
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-0.5	1 q.	1.41E01	-2.57E03	39.5	1 q.	1.41E01	-2.57E03	0.00	0.20	0.2	0.0	1 q.
683	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	0.0	1 q.	2.13E04	-9.99E04	1145.4	1 q.	2.13E04	-9.99E04	0.00	0.20	8.8	0.0	1 q.
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-5.3	1 q.	-1.05E04	-3.15E03	-74.2	1 q.	-1.05E04	-3.15E03	0.00	0.20	0.0	0.0	1 q.
684	o	100	40	5.7	15.7	7.8	7.9	0.0	1 q.	1.66E04	-9.99E04	794.4	1 q.	1.66E04	-9.99E04	0.00	0.20	7.6	0.0	1 q.
	v	50	40	2.3	2.3	6.6	6.6	-4.8	1 q.	-9.50E03	-3.17E03	-66.6	1 q.	-9.50E03	-3.17E03	0.00	0.20	0.0	0.0	1 q.