

SOCIETA' PER AZIONI AUTOSTRADA DEL BRENNERO - TRENTO

**ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO**

**dott.ing. ROBERTO BOSETTI**

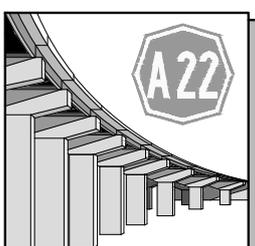
**INSCRIZIONE ALBO N° 1027**

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
dott. ing. Roberto Bosetti

# autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO  
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE  
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

<b>A1</b>	<b>LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717</b>
<b>4.2.1.</b>	<b>INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE</b> Sottopasso obliquo S.P. di Lugagnano via Beccarie (pr km 224+724) Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. CLEMENTEL	D. QUATTROCIOCCHI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		<b>IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:</b> 
NUMERO PROGETTO: 31/09					



<b>1. PREMESSA</b>	<b>1</b>
1.1 Descrizione dell'intervento .....	1
1.2 Descrizione della struttura .....	5
1.2.1 Impalcato .....	5
1.2.2 Appoggi.....	6
1.2.3 Spalle.....	6
1.3 Caratteristiche dei materiali .....	8
1.3.1 Tabella riassuntiva classi di esposizione secondo normativa UNI EN 206-1 .....	8
1.3.2 Calcestruzzo per magrone .....	9
1.3.3 Calcestruzzo per pali di fondazione .....	9
1.3.4 Calcestruzzo per opere di fondazione .....	9
1.3.5 Calcestruzzo per opere di elevazione.....	10
1.3.6 Calcestruzzo per soletta impalcato .....	10
1.3.7 Acciaio per cemento armato.....	10
1.3.8 Carpenteria metallica .....	11
1.3.9 Pioli 11 .....	
1.3.10 Giunzioni ad attrito.....	11
1.3.11 Saldature .....	12
1.3.12 Copriferrì .....	12
1.4 Codici di calcolo .....	12
1.5 Normativa di riferimento.....	12
1.6 Unità di misura .....	13
1.7 Metodo di calcolo.....	13
1.7.1 Criteri e definizione dell'azione sismica .....	13
1.7.2 Combinazioni di carico.....	17
<b>2. IMPALCATI DI LUCE 16.35 metri</b>	<b>20</b>
2.1 Caratteristiche geometriche della sezione.....	20
2.1.1 Classificazione della sezione.....	22
2.1.2 Effetti del ritiro.....	22
2.1.3 Effetti delle dilatazioni termiche differenziali.....	22
2.1.4 Analisi dei carichi (per una trave) .....	23
2.1.5 Carichi mobili (Q).....	24
2.1.6 Carichi e sollecitazioni .....	25
2.2 Verifiche di resistenza (SLU) .....	26
2.2.1 Momento plastico sezione di mezzera .....	27
2.2.2 Taglio plastico.....	27
2.2.3 Interazione tra momento e taglio in campo plastico.....	28
2.2.4 Verifica a flessione e taglio .....	28
2.2.5 Verifica della piolatura.....	28
2.2.5.1 Valutazione delle sollecitazioni e verifica.....	30

2.2.5.2	Verifica dell'armatura trasversale.....	32
2.3	Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica .....	35
2.3.1	Verifica di stabilità del corrente compresso .....	35
2.3.2	Verifiche di stabilità dell'anima .....	36
2.3.2.1	Stabilità dell'anima.....	36
2.3.2.2	Irrigidimenti trasversali .....	36
2.3.2.3	Verifica per carichi concentrati .....	37
2.4	Stato limite ultimo di fatica .....	37
2.4.1	Verifiche per vita illimitata .....	37
2.4.2	Verifica della sezione.....	38
2.5	Verifiche agli stati limite di esercizio .....	40
2.5.1	Verifica tensionale della sezione .....	40
2.5.1.1	Verifica della connessione trave - soletta.....	41
2.5.2	Stato limite di deformazione .....	42
2.6	Verifica della soletta in direzione trasversale.....	43
2.6.1	Fase provvisoria .....	44
2.6.1.1	Sbalzo esterno .....	45
2.6.1.2	Campata .....	46
2.6.2	Fase definitiva.....	46
2.6.2.1	Carichi permanenti .....	47
2.6.2.2	Carichi accidentali.....	48
2.6.2.3	Urto di veicolo in svio.....	52
2.6.2.4	Carico del vento .....	54
2.6.2.5	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico.....	54
2.6.2.6	Verifiche di resistenza SLU.....	55
2.6.2.7	Verifiche di resistenza SLE .....	59
2.6.3	Verifiche in direzione longitudinale.....	60
2.7	Traversi .....	61
2.7.1	Caratteristiche geometriche .....	61
2.7.2	Sollecitazioni di progetto.....	61
2.7.3	Verifiche di resistenza .....	63
2.7.4	Verifica del giunto trave – traverso .....	64
2.8	Verifica dei giunti bullonati .....	66
<b>3.</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI</b>	<b>67</b>
3.1	Caratteristiche degli apparecchi di appoggio.....	67
3.2	Azioni sugli appoggi .....	69
3.2.1	Carichi statici e sisma verticale .....	70
3.2.2	Sisma orizzontale.....	70
<b>4.</b>	<b>VERIFICA DELLE SPALLE – CONSOLIDAMENTO FUSTO ESISTENTE</b>	<b>75</b>
4.1	Analisi dei carichi .....	76
4.2	Verifica della fondazione.....	77

1 PREMESSA

1.1 Descrizione dell'intervento

4.2.1 Carichi sui pali.....	77
4.2.2 Verifica di portanza dei pali.....	78
4.2.3 Verifica del plinto.....	80
4.3 Verifica del paraghiaia.....	83
4.3.1 Verifiche agli SLU.....	83
4.3.2 Verifiche agli SLE.....	85
4.4 Verifica dei tiranti a supporto della spalla esistente .....	86
4.4.1 Verifica gerarchia delle resistenze .....	89
<b>5. VERIFICA DELLE SPALLE – FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE</b>	<b>90</b>
5.1 Analisi dei carichi .....	90
5.2 Verifica del fusto nuovo .....	92
5.2.1 Carichi alla base .....	92
5.2.2 Carichi sui pali.....	93
5.3 Verifica della connessione tra spalla nuova e spalla esistente .....	94
<b>6. ANALISI SISMICA</b>	<b>95</b>
6.1 Verifica delle spalle .....	95
6.1.1 Analisi dei carichi.....	96
6.1.2 Carichi sui pali.....	97
6.1.3 Verifica della portata dei pali.....	97
<b>7. VERIFICA MURI DI RISVOLTO SPALLA NORD</b>	<b>98</b>
7.1 Considerazioni geotecniche.....	98
7.2 Metodo di calcolo e normativa .....	98
7.3 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale.....	100
7.4 Impostazioni di modellazione .....	103
7.5 Analisi dei carichi .....	103
7.5.1 Carichi permanenti.....	103
7.5.2 Carichi variabili.....	104
7.5.3 Azioni eccezionali: urto.....	104
7.5.4 Vento .....	106
7.5.5 Azione sismica.....	109
<b>8. MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA SUD CON B.A.</b>	<b>111</b>
8.1 Caratteristiche geometriche .....	111
8.2 Condizioni di carico .....	111
8.3 Combinazioni di carico.....	112
8.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	120

1 PREMESSA

1.1 Descrizione dell'intervento

8.5 Analisi della spinta .....	121
8.6 Verifiche geotecniche .....	122
8.6.1 Verifica a scorrimento .....	122
8.6.2 Verifica a carico limite .....	123
8.6.3 Verifica a ribaltamento .....	124
8.6.4 Verifica di stabilità globale .....	125
8.7 Verifiche strutturali .....	126
8.7.1 Paramento .....	126
8.7.2 Fondazione di valle .....	127
8.7.3 Fondazione di monte .....	127
8.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro .....	127
8.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo .....	129
8.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio .....	131
<b>9. MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA NORD CON B.A.</b> .....	<b>133</b>
9.1 Caratteristiche geometriche .....	133
9.2 Condizioni di carico .....	134
9.3 Combinazioni di carico .....	134
9.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati .....	142
9.5 Analisi della spinta .....	143
9.6 Verifiche geotecniche .....	144
9.6.1 Verifica a scorrimento .....	144
9.6.2 Verifica a carico limite .....	145
9.6.3 Verifica a ribaltamento .....	146
9.6.4 Verifica di stabilità globale .....	147
9.7 Verifiche strutturali .....	148
9.7.1 Paramento .....	148
9.7.2 Fondazione di valle .....	149
9.7.3 Fondazione di monte .....	149

---

1 PREMESSA

1.1 Descrizione dell'intervento

## 1. PREMESSA

### 1.1 Descrizione dell'intervento

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso alla via Beccarie.

Aspetti in ordine agli aumentati carichi accidentali (D.M. 14/01/2008), agli oneri connessi alla sismica (oneri assenti all'atto della costruzione originale dei manufatti) e a diffuse situazioni di degrado dei materiali, ha consigliato di prevedere la sostituzione integrale degli impalcati col rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e della via sottostante.

Il ponte si colloca alla progressiva pk 224+720 e presenta una campata in travi di cap per ogni via di corsa (Nord e Sud), sostenute da spalle a gravità in calcestruzzo: oltre al rifacimento dell'impalcato si pone necessario il consolidamento delle spalle esistenti.

La demolizione è prevista in più fasi quasi tutte da effettuarsi in ore notturne e in concomitanza a sospensione del traffico. Le fasi sono essenzialmente il sezionamento longitudinale dell'impalcato in gruppi di travi (solitamente due) per procedere poi alla rimozione di tali gruppi in una o più notti.



**Vista planimetrica stato di fatto**

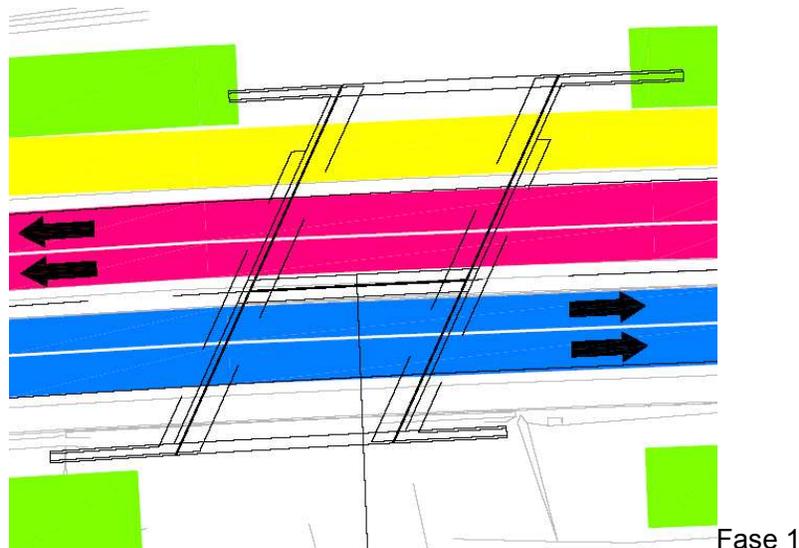
Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate con raggio di curvatura pari a 1975m che comporta una pendenza trasversale (dalla via nord alla via sud) di circa 4.43%; è costituito da una campata di luce 16.35m (retto impalcato) che sovrappassa la via Beccarie ed il franco garantito al di sotto di tale campata viene aumentato rispetto allo stato attuale di circa 15cm.

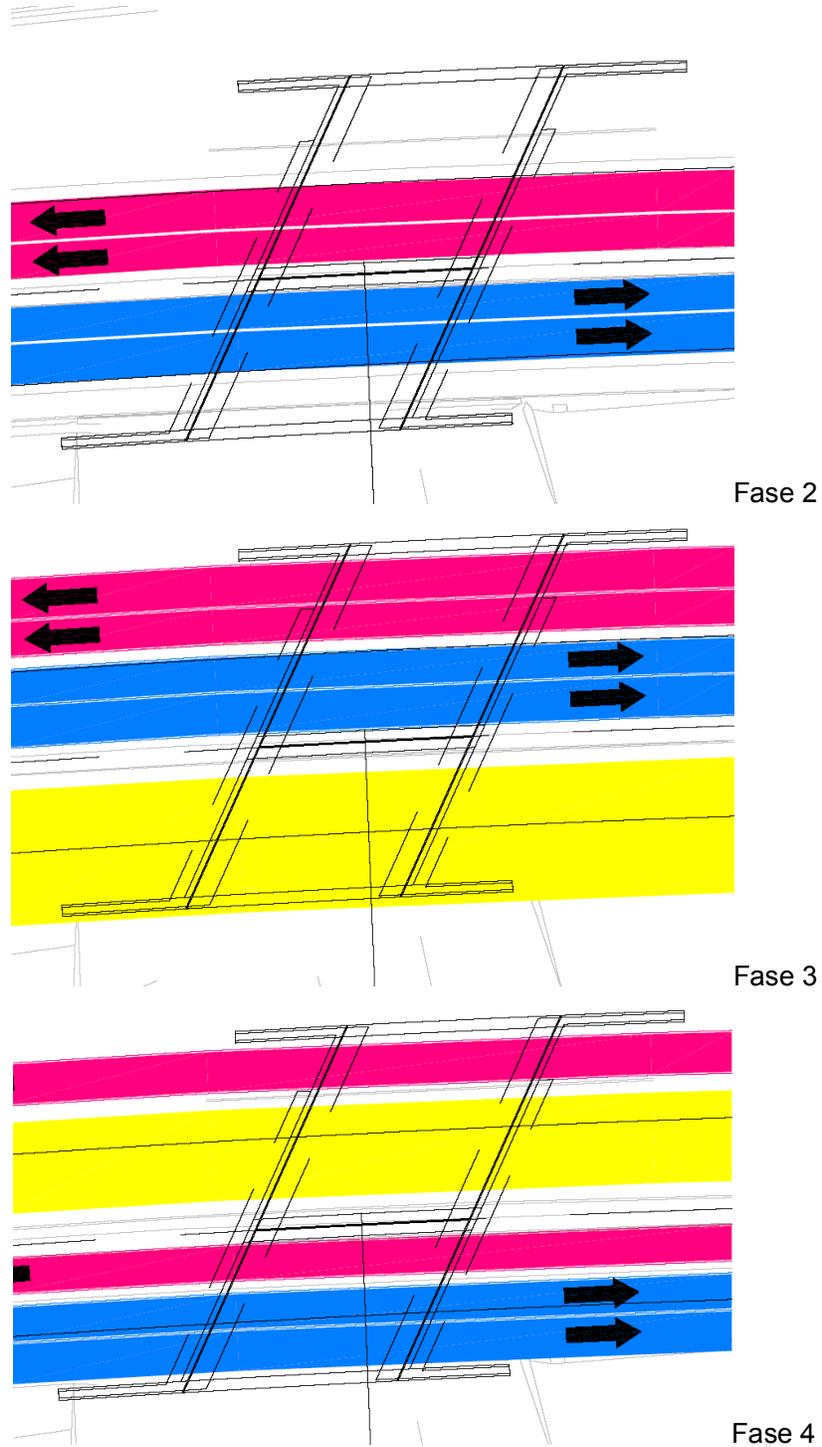
L'intervento di allargamento comporta quattro fasi realizzative, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

1. realizzazione dei rilevati necessari per l'allargamento della sede autostradale (in entrambe le carreggiate), previo restringimento delle carreggiate (sia direzione Trento, sia direzione

Modena) verso il centro dell'autostrada, occupando la corsia di emergenza come cantiere. Realizzazione del prolungamento delle spalle ed i relativi muri di risvolto su micropali della via Nord, previa infissione di un palancoato provvisorio per consentire lo scavo delle fondazioni dei nuovi muri, e previo rinforzo dei muri di risvolto mediante micropali e tiranti. Messa in opera delle travi in cap e realizzazione dell'impalcato di progetto collegato temporaneamente all'esistente.

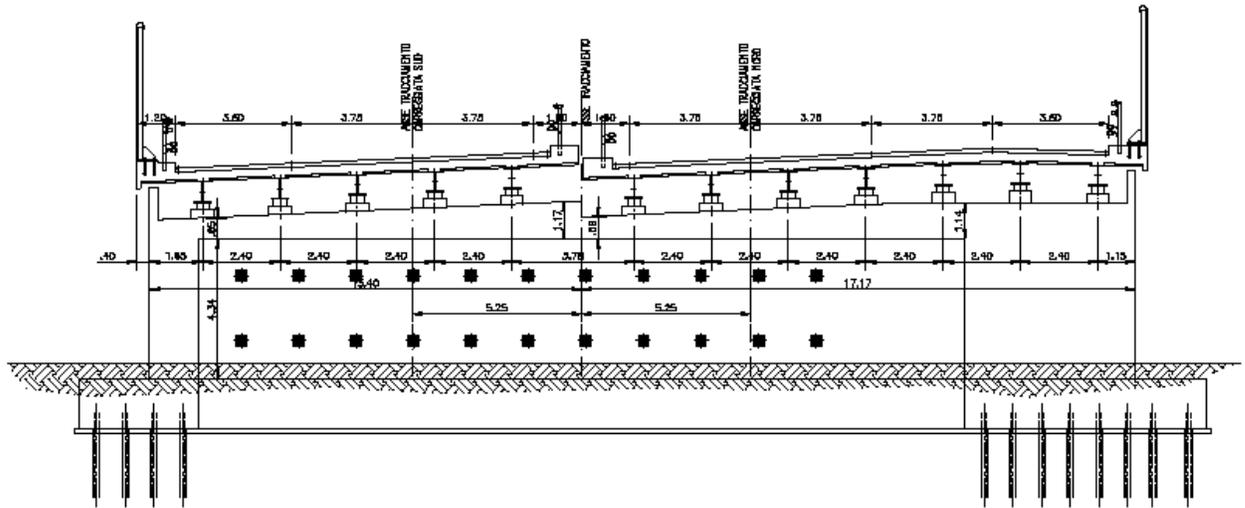
2. fase temporanea necessaria per coordinarsi con gli interventi alle altre opere;
3. deviazione del traffico sulla via Nord (due corsie direzione Trento, due corsie direzione Modena). Infissione di palancole in prossimità dell'asse di tracciamento per consentire la realizzazione della spalla della via sud, previa demolizione dell'impalcato e della sommità della spalla esistente e rinforzo della stessa con micropali e tiranti. Realizzazione della controparete opportunamente "chiodata" alla spalla esistente. Rinforzo dei muri di risvolto esistenti con inserimento di micropali (demolizione della sommità); inserimento di palancole a proseguimento del muro andatore per consentire la realizzazione dei muri di risvolto nuovi collegati all'esistente mediante barre dywidag.
4. deviazione parziale del traffico sulla via Sud: due corsie di marcia verso Modena, ed una corsia verso Trento; mantenimento del traffico sulla corsia nord allargata in fase 1 per la marcia dei mezzi pesanti verso Trento. Demolizione dell'impalcato centrale direzione Trento e realizzazione delle spalle in progetto (su micropali) con parziale demolizione della sommità delle spalle esistenti con rinforzo delle stesse mediante inserimento di micropali e tiranti, previa infissione di un palanco lato nello spartitraffico centrale. Realizzazione dei muri di risvolto (con parziale demolizione della sommità di quello esistente). Varo delle travi in cap e realizzazione della soletta di impalcato, collegato a quella della zona centrale in progetto nella fase 1. Completamento del cordolo centrale e messa in opera delle barriere di sicurezza.



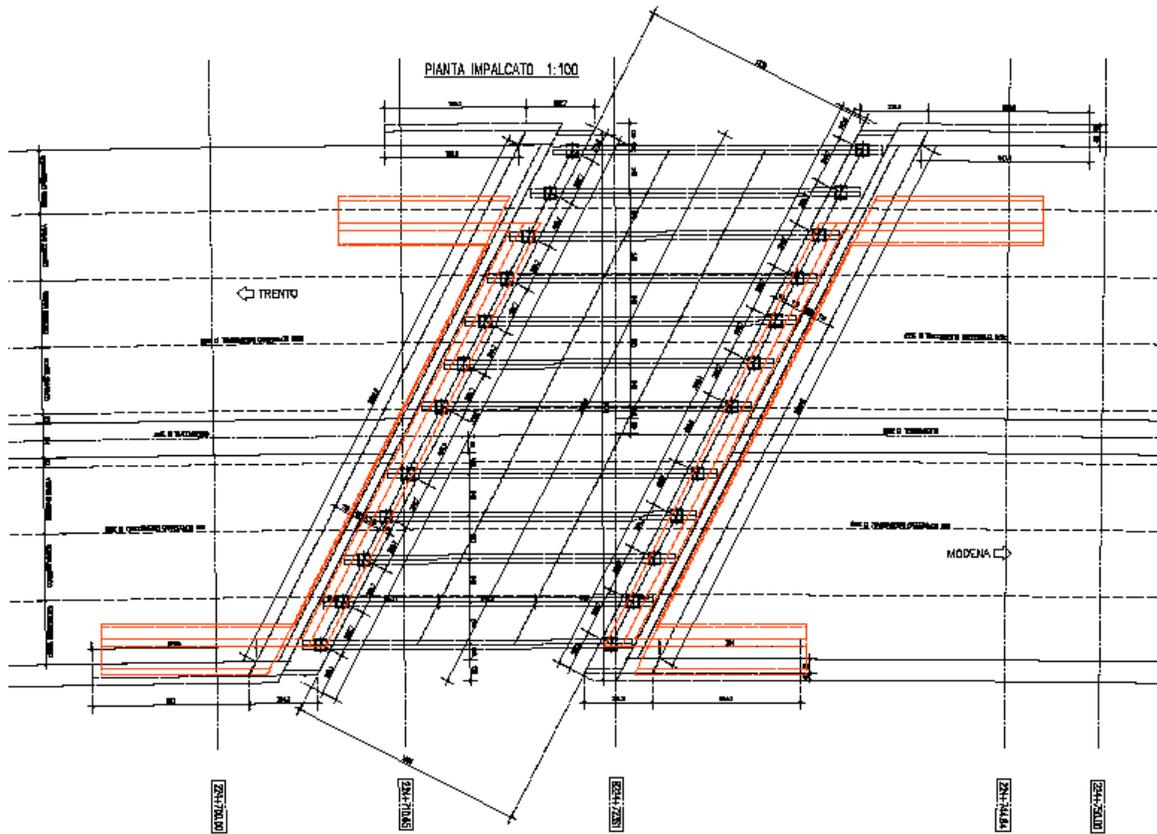


1 PREMESSA

1.1 Descrizione dell'intervento



Sezione longitudinale



Pianta impalcato

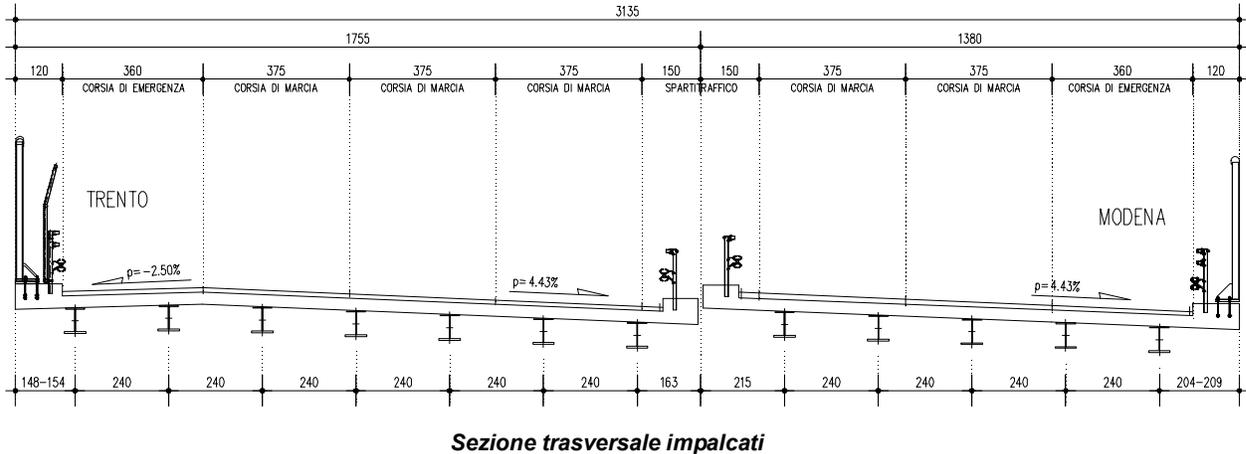
1 PREMESSA

1.1 Descrizione dell'intervento

## 1.2 Descrizione della struttura

### 1.2.1 Impalcato

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate in figura:



L'impalcato direzione Trento ha una larghezza complessiva di 17,48 m circa così suddivisa:

- tre corsie di marcia da 3,75 m e una corsia di emergenza da 3,60 m che costituiscono la sede stradale;
- un cordolo da 1,20 m esterno, per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e di quella antirumore;
- un cordolo da 0,90 m interno, per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'impalcato direzione Modena ha una larghezza complessiva di 13,73 m circa così suddivisa:

- due corsie di marcia da 3,75 m e una corsia di emergenza da 3,60 m che costituiscono la sede stradale;
- un cordolo da 1,20 m esterno, per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e di quella antirumore;
- un cordolo da 0,90 m interno, per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

Le travi metalliche, poste ad interasse di 2,40 m, hanno altezza costante  $h=0,65\text{m}$  e sono collegate da traversi ad anima piena posti ad interasse di circa 5,45 m. Gli sbalzi laterali hanno luce massima di 2,05 m circa. La soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles" e ha spessore totale  $s=31\text{ cm}$ , di cui 6 cm di lastra e 25 cm di getto integrativo.

### 1.2.2 Appoggi

Si prevede che le spalle siano sede di isolatori elastomerici antisismici ad alta dissipazione con le caratteristiche riportate nelle tavole grafiche, realizzati mediante un cuscinio di elastomero armato ad alto valore di smorzamento, vulcanizzato sopra e sotto ad una piastra di acciaio a cui va fissata mediante viti una o più piastre con funzione di ancoraggio.

Tale sistema di vincolamento consente di trasferire le azioni sismiche longitudinali trasmesse dall'impalcato alle sole spalle, in entità proporzionale alla rigidità del dispositivo di appoggio.

I dispositivi previsti sono disposti sulle spalle e sulle pile con la logica seguente:

*Direzione longitudinale e Direzione trasversale:*

Spalla A: 7+5=12 isolatori elastomerici

Spalla B: 7+5=12 isolatori elastomerici

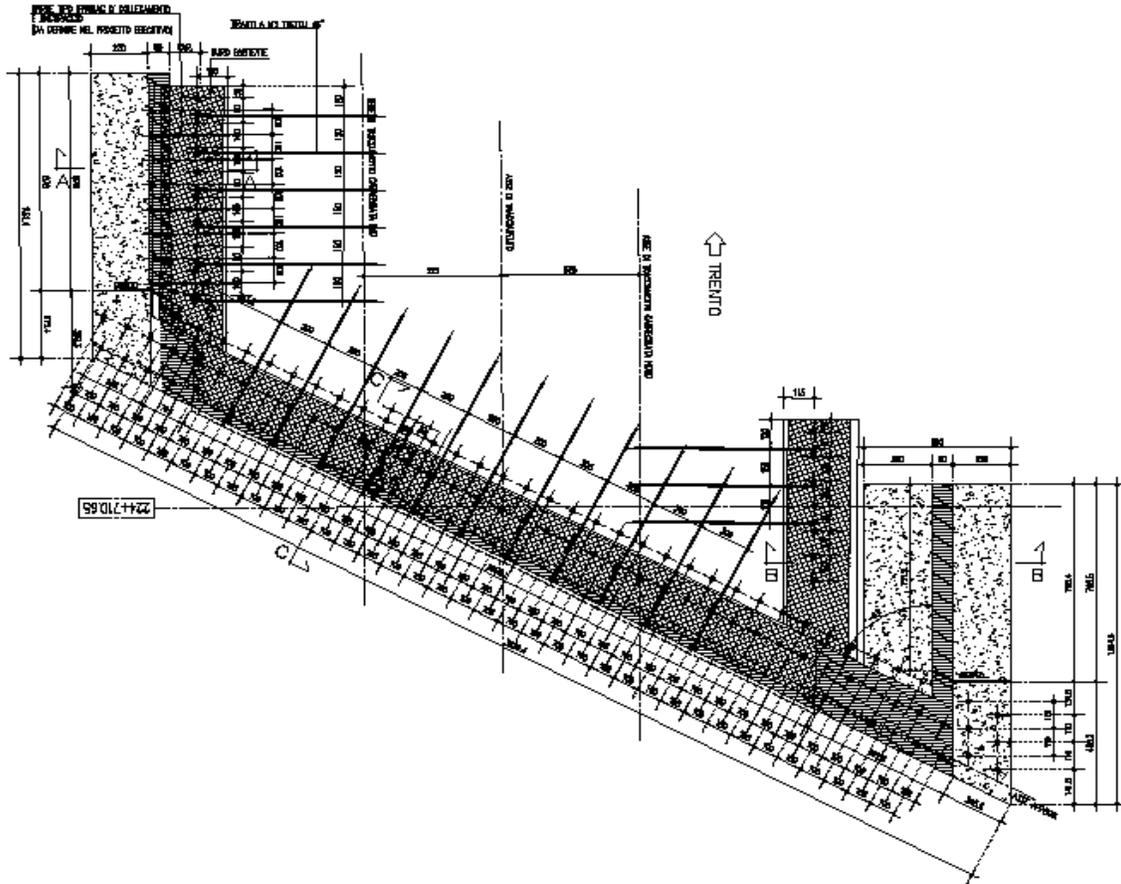
I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo, così come prescritto dalla nuova normativa sismica riportata nelle Nuove norme Tecniche, per un evento sismico con periodo di ritorno di circa 1900 anni (vita nominale  $V_n=100$ , coefficiente d'uso  $C_u=2$ ).

### 1.2.3 Spalle

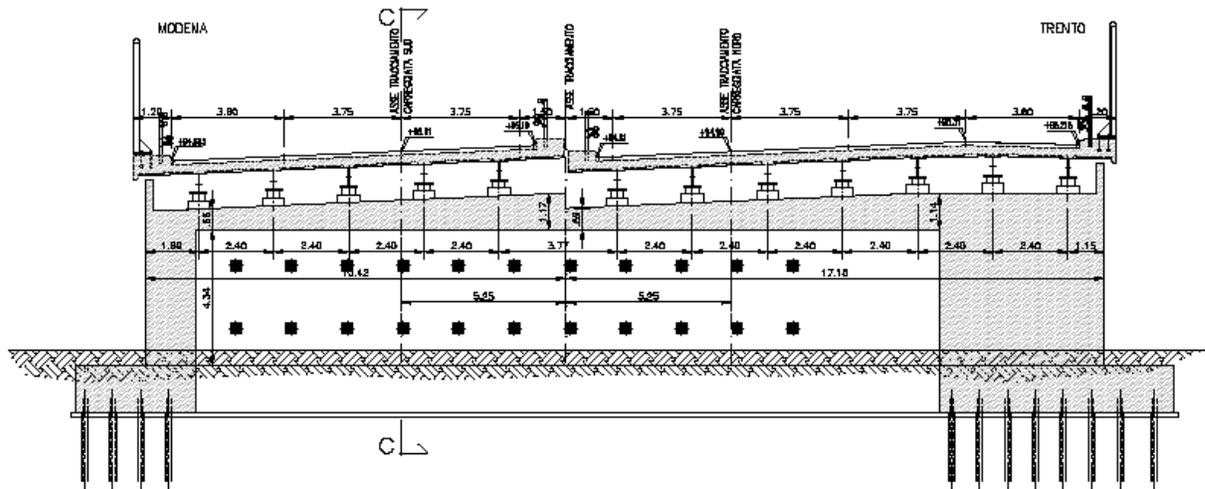
Le spalle in progetto (spalla A lato Trento e spalla B lato Modena) hanno una geometria particolare in quanto devono integrarsi con le strutture esistenti, che si presentano come spalle e muri a "gravità": si prevede quindi un consolidamento delle strutture in essere mediante micropali e tiranti, previa demolizione della sommità per consentire l'adattamento alle strutture in progetto.

A sostegno delle travi si prevede quindi la realizzazione di una platea superficiale su micropali dalla quale spicca il paraghiaia in progetto (non è presente un fusto): la fila posteriore dei pali si attesta nel rilevato attuale, mentre la fila anteriore (inclinati) attraversano l'attuale spalla.

Alle estremità per consentire l'allargamento degli impalcati, si prevede la realizzazione di porzioni di spalle in ca su micropali, ed i relativi risvolti: quelli della corsia sud per la vicinanza del risvolto esistente, saranno collegati ad esso mediante barre dywidag. Le fondazioni di muri e spalle in progetto, impostati alla quota di quelle esistenti, sono di spessore 1.50 m.



**Spalle - Pianta delle fondazioni delle spalle**



**Spalle - Prospetto spalla nord in retto impalcato**

**1 PREMESSA**

**1.2 Descrizione della struttura**

### 1.3 Caratteristiche dei materiali

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

#### 1.3.1 Tabella riassuntiva classi di esposizione secondo normativa UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell’opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9838	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rok minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
<b>2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione</b>								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
<b>3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
<b>4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
<b>5 Attacco dei cicli di gel/di disgelo con o senza sali di disgelanti</b>								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia da sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/di disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/di disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/di disgelo	40
<b>6 Attacco chimico</b>								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4 <sup>a</sup> , 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

### Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi < 800\text{mm}$ PALI $\Phi > 800\text{mm}$	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
PILE, PULVINI ED ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

#### 1.3.2 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

#### 1.3.3 Calcestruzzo per pali di fondazione

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe **Rck  $\geq 30$  N/mm<sup>2</sup>**, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm <sup>2</sup>

#### 1.3.4 Calcestruzzo per opere di fondazione

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe **Rck  $\geq 30$  N/mm<sup>2</sup>**, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm <sup>2</sup>

### 1.3.5 Calcestruzzo per opere di elevazione

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe  $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ , che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 $\text{N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	18.81 $\text{N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	19.92 $\text{N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 $\text{N/mm}^2$
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.169 $\text{N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 $\text{N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	1.080 $\text{N/mm}^2$

\* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a:  $f_{ctE} = 0.5 \cdot f_{ctk}$ .

### 1.3.6 Calcestruzzo per soletta impalcato

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe  $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$ , che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	37.35 $\text{N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	21.16 $\text{N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	22.41 $\text{N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.35 $\text{N/mm}^2$
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.35 $\text{N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.56 $\text{N/mm}^2$

### 1.3.7 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 $\text{N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 $\text{N/mm}^2$
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk} =$	360.00 $\text{N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 $\text{N/mm}^2$

### 1.3.8 Carpenteria metallica

S355 (ex Fe 510)

Per $t \leq 40$ mm:	acciaio S355J2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	355.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	→ $f_d = f_y / \gamma_{M0}$	338.10 N/mm <sup>2</sup>
Per $t \geq 40$ mm:	acciaio S335K2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	335.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	→ $f_d = f_y / \gamma_{M0}$	319.05 N/mm <sup>2</sup>

### 1.3.9 Pioli

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	350.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	→ $f_t \geq$	450.00 N/mm <sup>2</sup>

### 1.3.10 Giunzioni ad attrito

Per il collegamento dei traversi di impalcato sono previsti giunzioni ad attrito con bulloni classe 10.9.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
<b>Vite</b>	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
<b>Dado</b>	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

<b>Classe</b>	<b>4.6</b>	<b>5.6</b>	<b>6.8</b>	<b>8.8</b>	<b>10.9</b>
$F_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	649	900
$F_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tab. 11.3.XIII Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XIII

<b>Elemento</b>	<b>Materiale</b>	<b>Riferimento</b>
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001	UNI EN 14399 :2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2 :1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN 14399 :2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE.

### 1.3.11 Saldature

Esecuzione secondo UNI EN 1011: 2005.  
Preparazione lembi secondo UNI EN ISO 9692-1: 2005.  
Controlli secondo UNI EN 12062: 2004

### 1.3.12 Copriferrì

	Copriferro - $c_{\min}$ [mm]
<i>Spalle - Fondazioni:</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>Spalle - Elevazione:</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40
<i>Impalcato - Soletta</i>	40

## 1.4 Codici di calcolo

Sono stati utilizzati i seguenti codici di calcolo:

- STRAUS 7 - Programma di modellazione ed analisi agli elementi finiti di strutture.  
Produttore: Strand 7 Pty Ltd  
Distributore: HSH s.r.l. – Via N.Tommaseo, 13 – 35131 Padova – Tel. 049 66 38 88  
Versione: release 2.4.4 Build 2  
Licenza: Autostrada del Brennero S.p.A – Trento  
Per riferimenti specifici di validazione: <http://www.hsh.info/verifman.htm>
- SEZIONI.EXE – programma di calcolo sviluppato da A22 in ambiente Visual Basic per la verifica di sezioni in cemento armato soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia alle tensioni ammissibili che allo stato limite ultimo. Il programma è stato validato tramite il confronto dei risultati con quanto atteso dalla teoria della Scienza delle Costruzioni e/o con quelli di programmi già validati in commercio.

## 1.5 Normativa di riferimento

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il **DM14/01/2008** “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Inoltre si sono osservate le prescrizioni contenute nei seguenti documenti:

**Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

**CNR 10011/97** – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l' esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

**CNR 10016/00** – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;  
**CNR 10018/99** – Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni pr l'impiego;  
**D.M. 5 novembre 2001** – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade  
**D.M. 22 aprile 2004** – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”.

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

### 1.6 Unità di misura

Si è adottato il Sistema Internazionale di unità SI.

Le forze sono espresse in kN o in MN:

$$1 \text{ kN} = 102 \text{ kg}$$

$$1 \text{ MN} = 1000 \text{ kN} = 102 \text{ tonn}$$

Le tensioni sono espresse in Megapascal o N/mm<sup>2</sup>:

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.102 \text{ kg/mm}^2$$

### 1.7 Metodo di calcolo

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

#### 1.7.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (**SLD**) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

### **IMPALCATO**

Per quanto riguarda l'azione sismica, i suoi effetti sull'impalcato vanno valutati a ponte "scarico" (per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_2 = 0$ , come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

### **SPALLE**

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2008, specifico per i ponti, si legge: *"La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi"...."Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della "gerarchia delle resistenze"...."*

A riguardo delle spalle quindi, nel calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD. Per quanto riguarda invece la richiesta di adottare il criterio di gerarchia delle resistenze, per le spalle (e le pile) connesse all'impalcato con appoggi fissi, rimane da verificare che tali appoggi siano in grado di trasmettere forze orizzontali tali da produrre un momento flettente pari a  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ , dove  $M_{Rd}$  è il momento resistente delle sezioni critiche. Nel caso in cui si utilizzi un coefficiente di struttura  $q=1$  allora la normativa concede di utilizzare direttamente tali azioni ( $M_{Rd}$ ) per il progetto degli apparecchi di appoggio. Il coefficiente di struttura adottato per la spalla SB dell'impalcato in progetto è stato assunto pari all'unità e le forze d'inerzia di progetto sono state determinate considerando un'accelerazione pari a  $a_g \cdot S$ . Infatti, in accordo con il § 7.9.5.6.2., la spalla in progetto sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza e quindi si può considerare che essa si muova con il suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

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

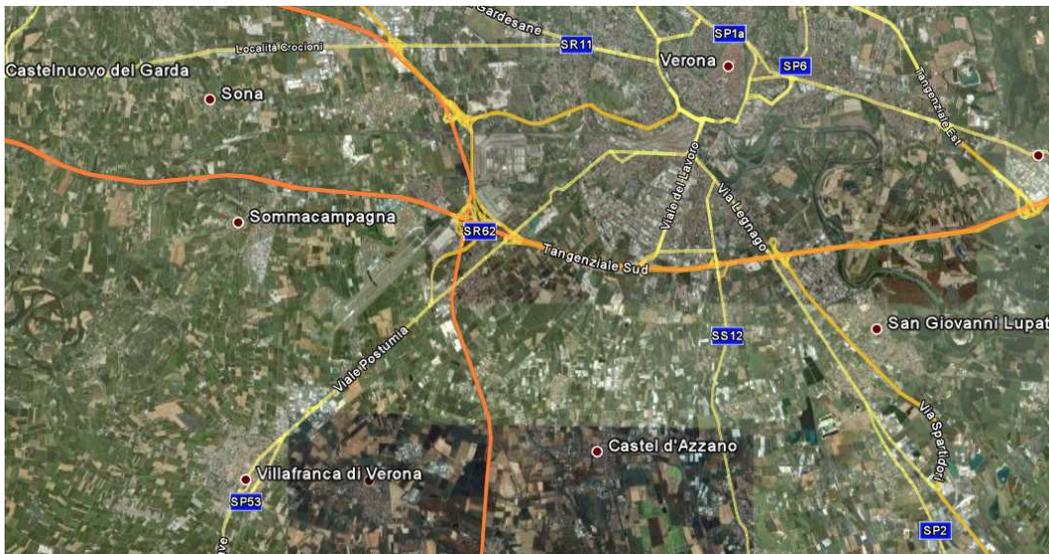
$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

- $a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria C, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- $F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ );

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°26'06 N e Longitudine 10°54'15 E, ad una quota di circa 89 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:



**Tratto adeguamento del tracciato A22**

Elaborazioni grafiche  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretto

Interpolazione  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

### Individuazione coordinate Verona

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL sono:

STATO LIMITE	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$
	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	120	0.086	2.488	0.256
SLD	201	0.110	2.447	0.262
SLV	<b>1898</b>	<b>0.258</b>	<b>2.430</b>	<b>0.287</b>
SLC	2475	0.283	2.408	0.291

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "A".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S (\text{SLV}) \Rightarrow 1.00$$

$$S_T (\text{SLV}) \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.260g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno SL sono:

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	<b>1898</b>	<b>0.260</b>	<b>2.406</b>	<b>0.287</b>
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

### 1.7.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- $Q$  carichi da traffico
- $Q_T$  azioni termiche
- $Q_w$  azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

1) – **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

2) – **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

6) – **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

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

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

#### OPERE DI FONDAZIONE – PALI (CAP.6.4)

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2: (A2+M1+R2) (GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura  $\gamma_r$  non si considera)

**Tabella 6.2.I/5.1.V** - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 <sup>(3)</sup>	1.00 <sup>(4)</sup>	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.  
<sup>(4)</sup> 1.20 per effetti locali

**Tabella 6.2.II** - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFF PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

**Tabella 6.5.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFF PARZIALE	COEFF PARZIALE	COEFF PARZIALE
-----------	-------------------	-------------------	-------------------

	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

- 1A) STR)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \Phi_k')$   
 1B) GEO)  $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \Phi_k')$   
 6) Eccezionale)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 2) Rara)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 3) Frequente)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$   
 4) Quasi permanente)  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

- 5) STR)  $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \Phi_k')$   
 (per i pali non c'è differenza di combinazione sismica STR da GEO)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$  (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume  $\psi_{2i} = 0.00$ .

## 2. IMPALCATI DI LUCE 16.35 metri

### 2.1 Caratteristiche geometriche della sezione

Lo schema statico adottato è quello di trave su semplice appoggio ad asse rettilineo con luce pari a 16.35m.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, al vento e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi.

I calcoli sono condotti con riferimento all'impalcato direzione Modena, in cui si trova la trave maggiormente cimentata.

La trave composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche e delle azioni concentrate.

La larghezza efficace della soletta è così definita (punto 4.3.2.3 delle NTC):

$$L_e = 16.35\text{m} \quad L_e/8 = 2.04\text{m} \quad b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 \cdot 1.20 = 2.50\text{m}$$

Presso spalle:  $\beta = (0.55 + 0.025 \cdot 16.35 / 1.20) \approx 0.89$

$$b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 \cdot 0.89 \cdot 1.20 = 2.24\text{m}$$

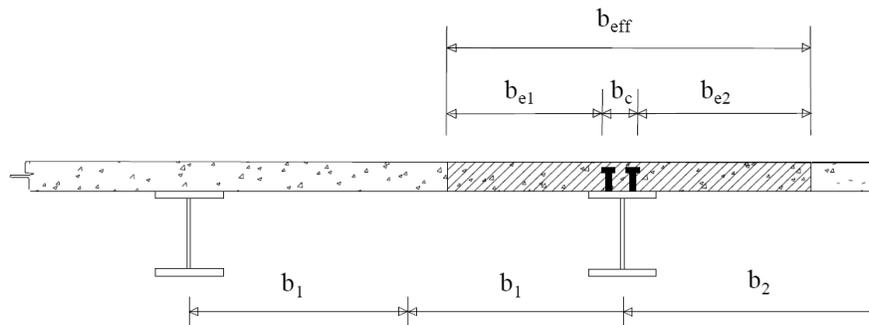


Figura 2.1 Definizione della larghezza efficace

Per le verifiche di sicurezza alle tensioni, si considerano le seguenti quattro sezioni tipo:

**Sezione Fase 1:** considera il peso proprio della struttura metallica e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

**Sezione Fase 2:** la sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti (pavimentazione, sicurvia, ecc) e dal ritiro nelle regioni a momento flettente positivo.

Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla NTC §4.3.2.2.1, che si traduce, per le verifiche agli stati limite di esercizio, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione  $n^*$  pari a:

$$E_c^* = E_{cm} / 2 = 17313 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con: } E_{cm} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 34625 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35 \text{ N/mm}^2$$

$$n^* = E_a / E_c^* = 210000 / 17313 = 18.6$$

In questa fase si considerano, quindi, proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione  $n = 18.6$ .

**Sezione Fase 3:** la sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata (variazioni termiche) e dal transito dei carichi accidentali nelle regioni a momento flettente positivo.

Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio - calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale:

$$n = E_a / E_c = 210000/34625 = 6.2$$

In questa fase si considerano, quindi, le proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione  $n = 6.2$ .

Si riportano le caratteristiche geometriche delle sezioni nelle varie fasi:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X		<i>Fase 1</i>	<i>Fase 2</i>	<i>Fase 3</i>
		<i>(sola trave acciaio)</i>	<i>(n=18.6)</i>	<i>(n=6.2)</i>
	A (cm <sup>2</sup> )	486	834	1531
	y <sub>G</sub> (cm)	28.4	51.2	65.6
	J (cm <sup>4</sup> )	373512	998147	1422576
W (cm <sup>3</sup> )	SOLETTA sup	-	22262	46826
	SOLETTA inf = TRAVE sup	10200	72136	2294477
	TRAVE inf	13161	19509	21679
	ATTACCO PIATTABANDA sup	11110	92105	392977
	ATTACCO PIATTABANDA inf	15320	21164	23086
S (cm <sup>3</sup> )	BARICENTRO	6398	13040	18103
	ATTACCO PIATTABANDA sup	5268	12923	17783
	ATTACCO PIATTABANDA inf	5804	10816	13998
	SOLETTA inf = TRAVE sup	0	11072	18103

### 2.1.1 Classificazione della sezione

La classe di una sezione composta corrisponde al valore più alto tra quelli dei suoi elementi componenti (D.M. 14/02/2008 – 4.2.3.1).

Valore di snervamento dell'acciaio	$f_y$	355	[MPa]
Coefficiente $\varepsilon$	$\varepsilon$	0.81	[-]
<b>Classificazione dell'anima</b>			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	$c$	580.00	[mm]
Spessore dell'anima	$t_w$	20.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	$c/t_w$	29.00	[-]
Classificazione dell'anima per flessione	<b>CLASSE 1</b>		
Classificazione dell'anima per compressione	<b>CLASSE 2</b>		
<b>Classificazione dell'ala inferiore</b>			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	$c$	265	[mm]
Spessore delle ali	$t_f$	40.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	$c/t_f$	6.63	[-]
Classificazione delle ali per flessione	<b>CLASSE 1</b>		
<b>Classificazione dell'ala superiore</b>			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	$c$	240	[mm]
Spessore delle ali	$t_f$	30.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	$c/t_f$	8.00	[-]
Classificazione delle ali per flessione	<b>CLASSE 2</b>		

Il profilo di progetto ha sezione trasversale di classe 2.

### 2.1.2 Effetti del ritiro

Gli effetti del ritiro sull'intera struttura del ponte vengono tradotti con un'azione di compressione applicata alla trave di acciaio e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro sezione mista – baricentro trave d'acciaio.

$$\varepsilon_r = 0.0003$$

$$N_{rit} = \varepsilon_r E_a A_a = 0.0003 \times 206000 \times 48600 \times 10^{-3} = 3003.5 \text{ kN}$$

$$M_{rit} = 3003.5 \times (51.2 - 28.4) = 684.8 \text{ kNm}$$

### 2.1.3 Effetti delle dilatazioni termiche differenziali

Gli effetti dovuti alla variazione termica differenziale si traducono in un'azione normale lungo l'asse del viadotto e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro sezione mista – baricentro trave d'acciaio.

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad \Delta T = \pm 10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$N_{\Delta T} = \alpha \Delta T E_a A_a = \pm 1.2 \times 10^{-5} \times 10 \times 206000 \times 48600 \times 10^{-3} = \pm 1201.4 \text{ kN}$$

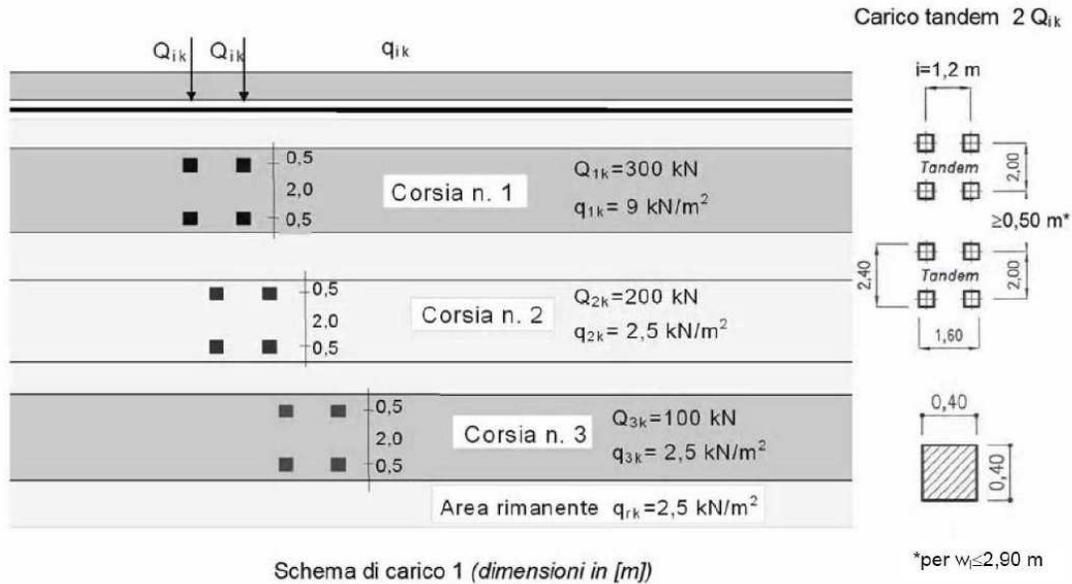
$$M_{\Delta T} = \pm 1201.4 \times (65.6 - 28.4) = \pm 447.40 \text{ kNm}$$

### 2.1.4 Analisi dei carichi (per una trave)

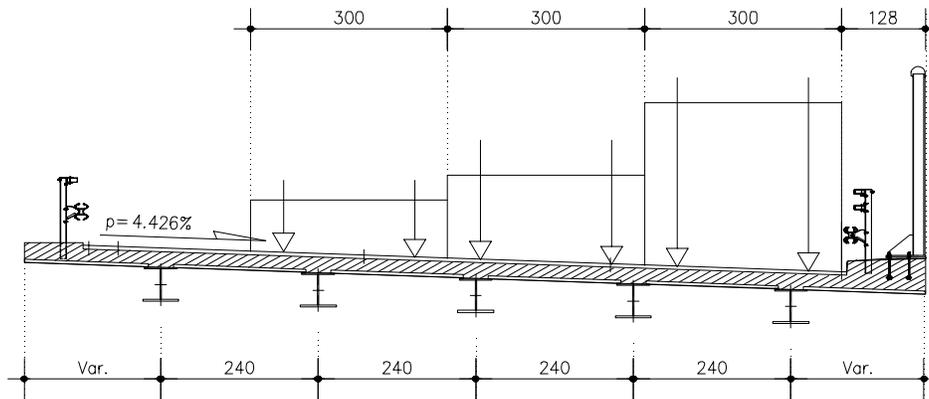
Luce trave	16.35	m					
Largh carreggiata	13.75	m					
Largh infl tr bordo	3.25	m					
<b>Peso proprio struttura G<sub>1</sub> (fase1)</b>							
Carpenteria metallica	3.00	kN/m <sup>2</sup>	x	13.75	m	=	41.25 kN/m
Soletta	25.00	kN/m <sup>3</sup>	x	0.31	m	x	13.75 m = 106.56 kN/m
Totale							<u>147.81 kN/m</u>
<b>Carichi permanenti G<sub>2</sub> (fase2)</b>							
Pavimentazione stradale	25.00	kN/m <sup>3</sup>	x	11.63	m	x	0.12 m = 34.89 kN/m
Cordoli	25.00	kN/m <sup>3</sup>	x	2.10	m	x	0.35 m = 18.38 kN/m
Barriere, parapetti, velette	1.20	kN/m	+	7.60	kN/m	+	1.90 kN/m = 10.70 kN/m
Totale							<u>63.97 kN/m</u>
<b>Ritiro G (fase2)</b>							
Deformazione $\epsilon_{cs}$ tot						=	3.70E-04
Coeff viscosità $\phi$						=	2
Coeff omogeneizzazione a $t_0, n_0$						=	6
Coeff omogeneizzazione a $t_{inf}, n_r = n_0(1+\phi)$						=	18
Modulo elastico acciaio $E_s$						=	210000 MPa
Area soletta $A_c$						=	3437500 mm <sup>2</sup>
Forza di testata $N_r = \epsilon_{cs} * E_s * A_s$						=	<b>3776.22</b> kN/m
Dist bar Gsez mista e Gtrave acciaio = $e_r$						=	22.78
Momento di testata $M_r = N_r * e_r$						=	<b>860.34</b> kNm/m
<b>Variazioni termiche Q (fase3)</b>							
Coeff dilatazione termica $\alpha$						=	1.00E-05 1/°C
Coeff omogeneizzazione a $t_0, n_0$						=	6
Variazione termica positiva						=	10 °C
Area soletta $A_c$						=	4262500 mm <sup>2</sup>
							<i>N applicato alla trave acciaio</i>
Forza di testata $N_{\Delta t} = \alpha * E_s * A_s * \Delta t$						=	<b>1020.60</b> kN/m
Dist bar Gsez mista e Gtrave acciaio = $e_{\Delta t}$						=	37.24
Momento di testata $M_{\Delta t} = N_{\Delta t} * e_{\Delta t}$						=	<b>380.07</b> kNm/m
<b>Azione del vento Q</b>							
Pressione del vento						=	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Risultante del vento	2.50	kN/m <sup>2</sup>	x	6.58	m	=	16.45 kN/m
Momento del vento	16.45	kN/m	x	3.29	m	=	54.12 kNm/m
Carico vento su trave esterna	54.12	kNm/m	/	9.60	m	=	<b>5.64</b> kN/m

### 2.1.5 Carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



La folla compatta, con valore di combinazione  $2.50\text{ kN/m}^2$  (Schema di Carico 5), non viene presa in considerazione perché non sono presenti né marciapiedi né piste ciclabili. In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a  $3.00\text{ m}$  in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 2.2).



#### Carichi ripartiti equivalenti

Carico	$M_{mez}$ [kNm]	$V_{app}$ [kN]	$V_{mez}$ [kN]
<b>corsia 1</b>	3174.71	798.71	333.16
<b>corsia 2</b>	1765.61	446.63	200.65
<b>corsia 3</b>	1008.11	253.97	107.99

### Ripartizione trasversale

Per quanto riguarda la ripartizione trasversale dei carichi, cioè il calcolo della quota parte di carico che grava sulle diverse travi a seconda della posizioni che possono assumere nel piano trasversale, si è fatto ricorso alla schematizzazione del metodo dei “traversi infinitamente rigidi”, comunemente detto anche metodo di **Courbon**. Tale ipotesi presuppone la presenza di un traverso rigido sotto qualunque posizione del carico. Nel ponte in oggetto sono presenti i traversi di testata, in corrispondenza degli appoggi sulle spalle, che assicurano il comportamento torso-rigido dell’impalcato.

L’azione che interessa la sezione, riassumibile in una serie di carichi eccentrici, si ripartisce trasversalmente sulle travi principali secondo coefficienti di ripartizione, determinati seguendo il metodo di Courbon, mediante il tracciamento di apposite linee d’ influenza.

Il coefficiente di ripartizione  $K_i$ , relativo alla  $i$ -esima trave, ha la seguente forma:

$$k = \frac{1}{n} + \frac{d_i}{\sum_i d_i^2} \cdot e_i$$

con:  $n$  = numero di travi dell’impalcato;

$d_i$  = distanza della trave della quale si calcola la reazione dall’asse dell’impalcato;

$e$  = eccentricità della colonna di carico rispetto al baricentro travi.

Rispetto alla trave di bordo, che risulta essere la più sollecitata, si ha:

$$k = \frac{1}{5} + \frac{4.80}{(4.80^2 + 2.415^2 + 0.015^2 + 2.385^2 + 4.785^2)} \cdot e$$

Baricentro travi (da trave esterna dx):  $(9.60+7.20+4.80+2.40)/5 = 4.80$  m

Quindi:

Carico	$e$ [m]	$k$
<b>corsia 1</b>	4.07	0.539
<b>corsia 2</b>	1.07	0.289
<b>corsia 3</b>	-1.93	0.039

### Sollecitazioni massime:

- momento flettente massimo:

$$3174.71 \cdot 0.539 + 1765.61 \cdot 0.289 + 1008.11 \cdot 0.039 = 2261.74 \text{ kNm}$$

- taglio massimo all’appoggio:

$$798.71 \cdot 0.539 + 446.63 \cdot 0.289 + 253.97 \cdot 0.039 = 569.74 \text{ kNm}$$

- taglio massimo in mezzera:

$$333.16 \cdot 0.539 + 200.65 \cdot 0.289 + 107.99 \cdot 0.039 = 241.88 \text{ kNm}$$

### 2.1.6 Carichi e sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata (trave di bordo).

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la seconda condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

Larghezza di influenza	$i$	=	=	3.25	m	
Peso proprio carpenteria metallica G1	$q_{G1}$	=	$41.25 \cdot 3.25 / 13.75$	=	9.75	kN/m
Peso proprio soletta G1	$q_{G1}$	=	$106.56 \cdot 3.25 / 13.75$	=	25.19	kN/m

Carichi permanenti G2	$q_{G2}$	=	$63.97 \cdot 3.25 / 13.75$	=	15.12	kN/m
Azione del vento Q	$q_w$			=	5.64	kN/m

SEZIONE IN MEZZERIA:

Peso proprio carpenteria metallica G1	M	=	$9.75 \cdot 16.35^2 / 8$	=	325.80	kNm
Peso proprio soletta G1	M	=	$25.19 \cdot 16.35^2 / 8$	=	841.73	kNm
Carichi permanenti G2	M	=	$15.12 \cdot 16.35^2 / 8$	=	505.21	kNm
Ritiro	Nr			=	3776.22	kN/m
	Mr			=	860.34	kNm/m
Variazione termica +10°C	Nr			=	1020.60	kN/m
	Mr			=	380.07	kNm/m
Azione del vento Q	M	=	$5.64 \cdot 16.35^2 / 8$	=	188.38	kNm
Carichi mobili	M			=	2261.74	kNm
	T			=	241.88	kN

SEZIONE ALL'APPOGGIO:

Peso proprio carpenteria metallica G1	T	=	$9.75 \cdot 16.35 / 2$	=	79.71	kN
Peso proprio soletta G1	T	=	$25.19 \cdot 16.35 / 2$	=	205.93	kN
Carichi permanenti G2	T	=	$15.12 \cdot 16.35 / 2$	=	123.60	kN
Ritiro	Nr			=	3776.22	kN/m
	Mr			=	860.34	kNm/m
Variazione termica +10°C	Nr			=	1020.60	kN/m
	Mr			=	380.07	kNm/m
Azione del vento Q	T	=	$5.64 \cdot 16.35 / 2$	=	46.09	kN
Carichi mobili	T			=	569.74	kN

## 2.2 Verifiche di resistenza (SLU)

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni significative:

- S1: sezione di mezzeria;
- S2: sezione di spalla (SA).

Sono condotte in base alla combinazione di carico fondamentale con i carichi mobili assunti come azione variabile dominante:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.20 \cdot Q_{rit} + 1.20 \cdot Q_{ced} + 1.35 \cdot Q + 1.20 \cdot 0.6 \cdot Q_T + 1.50 \cdot 0.6 \cdot Q_w$$

### 2.2.1 Momento plastico sezione di mezzera

Il momento resistente della sezione composta può essere ricavato con il metodo plastico, in quanto la sezione risulta essere di classe 2.

Fase 3: la resistenza è offerta dalla trave in acciaio e dalla soletta: il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.35 \cdot (325.8 + 841.73) + 1.5 \cdot 505.21 + 1.2 \cdot 860.34 + 1.35 \cdot 2261.74 + 1.2 \cdot 0.6 \cdot 380.07 = 6693.40 \text{ kNm}$$

Il momento plastico viene valutato nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo che:

- area totale della trave metallica e quella di armatura longitudinale della soletta (che qui viene trascurata a favore di sicurezza) all'interno della larghezza efficace sollecitate in trazione e compressione alle tensioni di calcolo  $f_y / \gamma_a$  e  $f_{sk} / \gamma_s$  ;
- area del cls compresso sollecitata uniformemente alla tensione di calcolo  $0.85 f_{ck} / \gamma_c$  ;
- calcestruzzo non resistente a trazione.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione della trave con:

soletta	$b = 2.50 \text{ m}$ , $s = 0.25 \text{ m}$
raccordo	$b = 0.38 \text{ m}$ , $s = 0.06 \text{ m}$
piattabanda superiore	$b = 0.50 \text{ m}$ , $s = 0.03 \text{ m}$
anima	$b = 0.02 \text{ m}$ , $s = 0.58 \text{ m}$
piattabanda inferiore	$b = 0.55 \text{ m}$ , $s = 0.04 \text{ m}$

#### - calcestruzzo

$$0.85 \times 0.83 R_{ck} / 1.5 = 21.17 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compr. (per } R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2)$$

#### - acciaio

$$f_y / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio S355 (} f_y=355 \text{ N/mm}^2)$$

$$E_a = 206000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

risulta un momento ultimo plastico resistente:

$$M_{pl.Rd} = 8467.81 \text{ kNm} > M_{Sd} = 6693.40 \text{ kNm}.$$

### 2.2.2 Taglio plastico

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \cdot (79.71 + 205.93) + 1.5 \cdot 123.60 + 1.35 \cdot 569.74 = 1340.16 \text{ kN}$$

La resistenza ultima a taglio, in assenza di momento flettente, viene calcolata nell'ipotesi che l'area efficace dell'anima della trave sia sollecitata uniformemente alla tensione di calcolo a taglio pari a:

$$f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 355 / (1.05 \times \sqrt{3}) = 195 \text{ N/mm}^2$$

L'area efficace dell'anima si assume pari al prodotto dell'altezza dell'anima per il suo spessore. Si trascura il contributo della soletta in calcestruzzo.

Risulta un taglio ultimo plastico resistente:

$$V_{pl.Rd} = 580 \times 20 \times 195 / 1000 = 2264.3 \text{ kN} > V_{Sd} = 1340.16 \text{ kN}$$

### 2.2.3 Interazione tra momento e taglio in campo plastico

Essendo:

$$V_{Sd} = 1340.16 \text{ kN} > 0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 \times 2264.3 = 1132.1 \text{ kN}$$

Non si può trascurare l'influenza dell'azione tagliante sul momento di collasso plastico.

### 2.2.4 Verifica a flessione e taglio

Secondo il D.M. 2008 par. 4.2.4.1.2 si ha:

$$\rho = 0.027$$

$$A_v = 11600 \text{ mm}^2$$

$$(1-\rho) f_{yk} = 345.4 \text{ MPa}$$

$$M_{pl,Rd} = 8307.17 > M_{Sd} = 6693.40 \text{ kNm}$$

### 2.2.5 Verifica della piolatura

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Per le verifiche si fa riferimento al § 4.3.4.3.1 delle NTC.

$$P_{Rd,c} = 0.29 \frac{\alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \quad (1)$$

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot f_t}{4\gamma_v} \quad (2)$$

dove:

- $f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica cls ( $\text{N/mm}^2$ )
- $f_t$  = resistenza ultima a trazione dell'acciaio dei pioli (comunque  $\leq 500 \text{ N/mm}^2$ )
- $d$  = diametro dei pioli (mm)
- $h_{sc}$  = altezza dei pioli dopo la saldatura (mm),  $\geq 3$  volte il diametro del gambo:

$$\alpha = 0.2 \cdot \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per} \quad 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1.0 \quad \text{per} \quad \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$\gamma_v$  = 1.25 fattore parziale di sicurezza del connettore

#### Criteria di calcolo e sollecitazioni

I connettori sono dimensionati in base agli sforzi taglianti dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali; per determinare il numero di connettori necessari nelle varie sezioni dell'impalcato si fa riferimento al valore della  $\tau$  all'estradosso della trave d'acciaio nelle combinazioni di carico che producono il massimo taglio.

Questo determina la tensione tangenziale all'estradosso della trave metallica mediante la formula di Jourawski, considerando una base collaborante pari alla larghezza della piattabanda sottratta della lunghezza di appoggio delle cospelle; il calcolo viene effettuato considerando collaborante il calcestruzzo della soletta per tutte le sezioni, comprese quelle nei pressi degli appoggi, tese superiormente, in modo da massimizzare la  $\tau$  e quindi lo scorrimento fra trave e soletta.

Lo scorrimento in corrispondenza di una sezione generica per un tratto di lunghezza  $\Delta x$  vale:

$$S = \tau \cdot b \cdot \Delta x$$

dove  $b$  è la larghezza convenzionale della piattabanda superiore, al netto dell'ingombro delle cospelle, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

Caratteristiche dimensionali dei pioli

Piolatura tipica:  $\phi = 22 \text{ mm}$ ; area  $A_p = 380 \text{ mm}^2$ ; altezza  $h_p = 220 \text{ mm}$ ; passo n°2 pioli/200mm  
Piolatura spalla:  $\phi = 22 \text{ mm}$ ; area  $A_p = 380 \text{ mm}^2$ ; altezza  $h_p = 220 \text{ mm}$ ; passo n°3 pioli/200mm

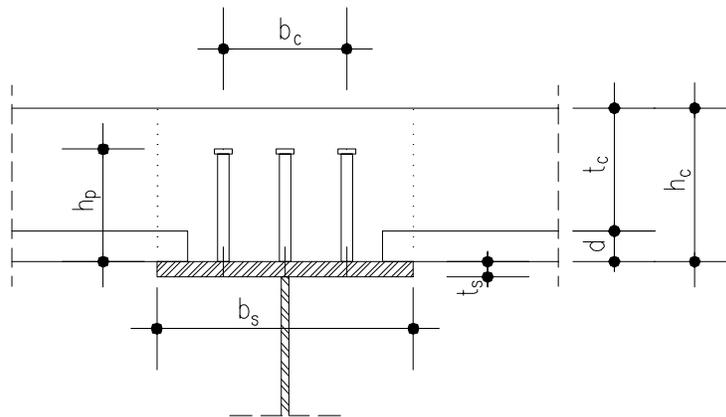
Caratteristiche geometriche della piolatura:

interasse trasversale  $i_t = 240 \text{ mm}$

base collaborante  $b_c = 240 \text{ mm}$

Caratteristiche geometriche della soletta e della piattabanda:

$h_c = 310 \text{ mm}$        $d = 60 \text{ mm}$        $t_s = 30 \text{ mm}$        $b_s = 500 \text{ mm}$



**Definizione grandezze per controllo limiti dimensionali della piolatura**

Le NTC § 4.3.4.3.1.1 rimandano a normative di comprovata validità per le limitazioni dimensionali. Si fa riferimento alle CNR 10016, secondo le quali i pioli scelti soddisfano le seguenti limitazioni:

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

$8 \text{ mm} \leq \phi = 22 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm}$

$6 \leq h_c/\phi = 14 \leq 15$

$t_s/\phi = 1.36 \geq 0.50$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

interasse trasversale  $i_t \geq 5 \phi = 110 \text{ mm}$

interasse longitudinale  $7 \phi = 15 \leq i_l = 15 \text{ cm} \leq h_c = 30 \text{ cm}$

$(b_s - b_c)/2 = 130 \text{ mm} \geq 2.5 * t_s = 75 \text{ mm}$  e comunque  $\geq 25.0 \text{ mm}$

Limitazioni inerenti l'altezza dei connettori:

$h_p = 220 \text{ mm} \geq d + 0.6 * t_c = 60 + 0.6 * 250 = 210 \text{ mm}$

L'altezza efficace dei pioli è da assumersi pari a:

$h'_p = 4 \phi = 88 \text{ mm}$       essendo  $h_p > 4 \phi$

Resistenza delle piolature

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore  $\phi = 22 \text{ mm}$ , con un calcestruzzo di classe  $R_{ck, \min} = 45$  (per il quale  $f_{ck} = 0.83 \square \times 45.0 = 37.35 \text{ N/mm}^2$ ), per un acciaio di tipo ST 37-3K ( $f_t = 450 \text{ N/mm}^2$ ) risulta pari al minore dei due valori  $P_d$  così ricavati:

$$P_{Rd,c} = 0.29 * 1 * 22^2 * \sqrt{(0.83 * 45 * 34625)} / 1.25 = 127.70 \text{ kN} \quad (\text{Crisi lato calcestruzzo})$$

$$P_{Rd,a} = 0.8 \cdot 3.14 \cdot 22^2 \cdot 450 / (4 \cdot 1.25) = 109.50 \text{ kN} \quad (\text{Crisi lato acciaio})$$

essendo  $\alpha = 1.0$  ( $hsc/d = 10 > 4$ ).

Quindi:  $P_{Rd} = 109.50 \text{ kN}$ .

### 2.2.5.1 Valutazione delle sollecitazioni e verifica

Lo sforzo di scorrimento  $Q_d$  viene valutato moltiplicando lo sforzo di scorrimento unitario  $q_d$  per l'interasse  $i$  fra gli elementi di collegamento:

$$Q_d = q_d i \qquad q_d = V_d S / J$$

con:  $V_d$  azione tagliante di calcolo  
 $J$  momento d'inerzia della sezione  
 $S$  momento statico della sezione rispetto al piano di scorrimento trave - soletta

Per effetto di ritiro e variazione termica differenziale, alle estremità delle travi si produce uno sforzo di scorrimento pari globalmente alla risultante delle tensioni normali nella sola sezione di acciaio (CNR 10016/'85 §3.3.3). Il relativo sforzo di scorrimento unitario si considera distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave e nulla alla distanza:

$$I_s = 0.06 (L+10b) + 7K (L-3b)$$

con:  $L$  luce della trave  
 $b$  valore medio della larghezza di soletta, su ciascun lato della trave  
 $K$  cedevolezza del collegamento ( $\text{mm}^2/\text{N}$ )  $K=0.003$  per collegamenti a piolo  
 $K=0.0015$  per collegamenti di altro tipo

Nel caso in esame risulta:

$$I_s = 4.36 \text{ m} \qquad (L=16.35 \text{ m}, b=1.25 \text{ m}, K=0.003)$$

Ritiro:  $\sigma_G = (44.4-11.7)/2 = 16.35 \text{ N/mm}^2$   
 $Q = \sigma_G A_a = 794.6 \text{ kN}$   
 $q = 2 Q / I_s = -364.5 \text{ kN/m}$

$\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ :  $\sigma_G = (14.2-3.2)/2 = 5.50 \text{ N/mm}^2$   
 $Q = \sigma_G A_a = 267.3 \text{ kN}$   
 $q = 2 Q / I_s = 122.3 \text{ kN/m}$

Nella Tabella seguente sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo la trave (per metà trave) ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite ultimo.

Ascissa trave, x (m)		0	4.36	8.18
V (kN)	finiture (fase 2)	123.6	57.7	0.0
	ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0
	carichi mobili (fase 3)	569.7	394.9	241.9
	$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0
q (kN/m)	$q_{fn.}$	137.1	64.0	0.0
	$q_{rit.}$	-364.5	0.0	0.0
	$q_{c.m.}$	725.0	502.5	307.8
	$q_{\Delta T}$	122.3	0.0	0.0
$q_{sd} - SLU 2008$ (kN/m)	c.d.c. UI / $+\Delta T$ / rit.=0	352.4	96.0	0.0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$ / rit.=0	58.9	96.0	0.0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$ / rit.=0	1331.1	774.4	415.5
	c.d.c. UII / $-\Delta T$ / rit.=0	1037.7	774.4	415.5
	c.d.c. UI / $+\Delta T$	-85.1	96.0	0.0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$	-378.5	96.0	0.0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$	893.7	774.4	415.5
	c.d.c. UII / $-\Delta T$	600.2	774.4	415.5
	$Q_{Sd\ max}$	1331.1	774.4	415.5
	$Q_{Sd\ min}$	-378.5	96.0	0.0

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite ultimo.

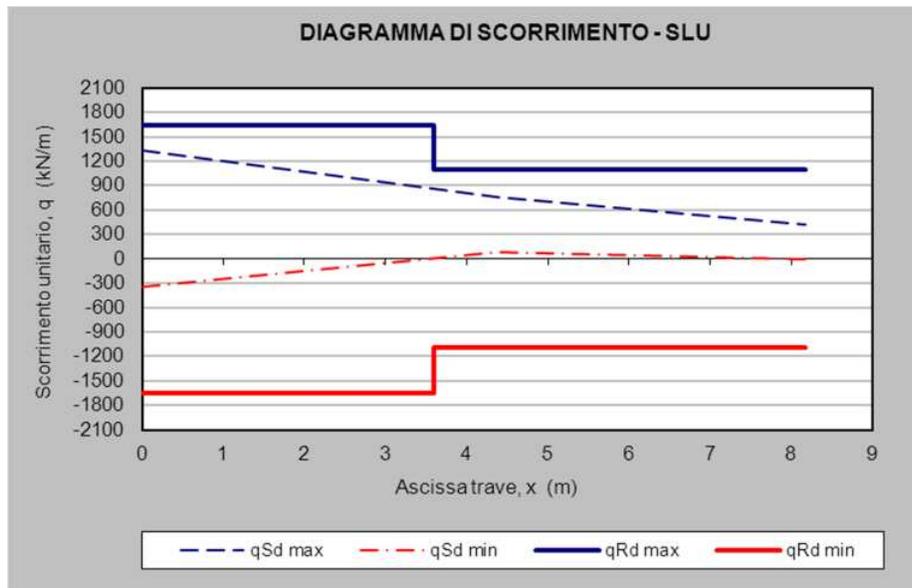
Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

- tratto da  $x=0.00$  a  $x=3.60$  m  
 3 pioli  $\phi 22/20$  cm ( $h=220$  mm)

$$q_{Rd\ SLU} = 109.50/0.20 \times 3 = 1643 \text{ kN/m}$$

- tratto da  $x=3.60$  a  $x=8.18$  m  
 2 pioli  $\phi 22/20$  cm ( $h=220$  mm)

$$q_{Rd\ SLU} = 109.50/0.20 \times 2 = 1095 \text{ kN/m}$$



### Adeguatezza della connessione a taglio

2 IMPALCATI DI LUCE 16.35 metri

2.2 Verifiche di resistenza (SLU)

Le NTC §4.3.4.3.1.1 rimandano a normative di comprovata validità per quanto riguarda la distanza dei pioli in travate da ponte. Facendo riferimento alla CNR 10016/2000 §4.6 si specifica che i pioli possono essere distribuiti uniformemente sulla lunghezza della trave se la sezione può essere considerata compatta e se il momento resistente plastico della sezione composta non superi 2.5 volte il momento plastico del solo elemento di acciaio.

Il momento resistente plastico massimo della sezione composta vale:

$$M_{pl,Rd} = 8467.81 \text{ kNm}$$

Il momento resistente plastico della sola trave di acciaio vale:

$$M_{pl,Rd,acciaio} = 2 S f_y / \gamma_a = 2 \times 6398 \times 355 / 1.05 \times 10^{-3} = 4326.27 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} / M_{pl,Rd,acciaio} = 1.96 < 2.5$$

Poiché il rapporto è minore di 2.5 non devono essere effettuate verifiche supplementari sull'adeguatezza della connessione a taglio. I pioli possono essere distanziati uniformemente.

#### 2.2.5.2 Verifica dell'armatura trasversale

Le NTC §4.3.4.3.5 prescrivono un'armatura trasversale minima per limitare la fessurazione a taglio pari allo 0.2% dell'area di calcestruzzo longitudinale:

$$A_{s,min} = 0.002 \times 31 \times 100 = 6.2 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,tot} = 2 \times (\phi 18 / 12.5) / 1.17 = 34.70 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

La resistenza di progetto per ciascuna potenziale superficie di rottura per scorrimento nella soletta può essere determinata tramite il minore fra i seguenti valori [CNR10016 §4.9 = EC4 §6.6.2]:

$$v_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s + v_{pd} \\ 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c + v_{pd} / \sqrt{3} \end{array} \right.$$

dove:

$$\tau_{Rd} = 0.0525 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.39 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza unitaria a taglio di calcolo del cls}$$

$$f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza cilindrica caratteristica del cls (per } R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2)$$

$$\gamma_c = 1.5 \text{ coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

$$f_{sk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione caratteristica di snervamento dell'armatura (per acciaio B450C)}$$

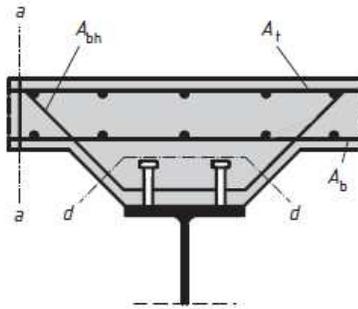
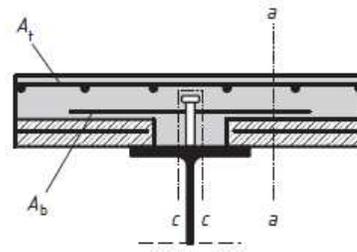
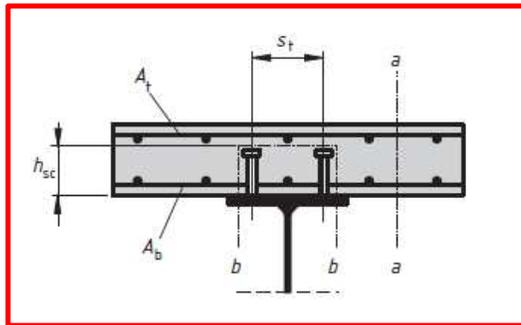
$$\gamma_s = 1.15 \text{ coefficiente di sicurezza per acciaio da armatura}$$

$$\eta = 1.0 \text{ per calcestruzzi di massa volumica ordinaria}$$

$$A_{cv} \text{ area media della sezione trasversale, per unità di lunghezza di trave della superficie di scorrimento considerata}$$

$$A_e \text{ somma delle aree delle armature trasversali, per unità di lunghezza di trave che attraversano la superficie di scorrimento considerata}$$

$$v_{pd} \text{ contributo della lamiera di acciaio}$$



type	$A_{sf} / S_f$
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_{bh}$

**Possibili superfici di rottura per scorrimento**

Tratto con connettori tripli ad interasse  $i=20$  cm

Si assume come valore sollecitante la forza di scorrimento nella sezione di appoggio (da diagramma di scorrimento):

$$v_{Sd} = 1332.7 \text{ kN/m.}$$

a) superficie di rottura verticale che taglia la soletta (a-a):

$$l_e = 0.31 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 0.31 \times 1.00 = 0.31 \text{ m}^2$$

$$A_e = [1\phi 18/12.5\text{cm} + 1\phi 18/12.5\text{cm}]/1.17\text{m} = 34.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{armatura tot soletta})$$

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 \times 0.31 \times 1.0 \times 0.39 \times 1000 + 34.70 \times 450 / 1.15 \times 10 = 1662.28 \\ 0.2 \times 0.31 \times 1.0 \times 37.35 / 1.5 \times 1000 = 1543.8 \end{cases} \Rightarrow v_{Rd} = 1543.8 \text{ kN/m}$$

$$v_{Sd} = 1331.1 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 1543.8 \text{ kN/m}$$

b) superficie di rottura attorno ai 3 pioli (b-b):

$$l_e = 0.22 \times 2 + 0.12 \times 2 + 0.035 = 0.715 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 0.715 \times 1.00 = 0.715 \text{ m}^2$$

$$A_e = 2 \times (1\phi 18/12.5\text{cm}) / 1.17\text{m} = 34.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{armatura inferiore soletta})$$

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 \times 0.715 \times 1.0 \times 0.39 \times 1000 + 34.70 \times 450 / 1.15 \times 10 = 2058.25 \\ 0.2 \times 0.715 \times 1.0 \times 37.35 / 1.5 \times 1000 = 3560.7 \end{cases} \Rightarrow v_{Rd} = 2058.25 \text{ kN/m}$$

$$v_{Sd} = 1331.1 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 2058.25 \text{ kN/m}$$

Tratto con connettori doppi ad interasse  $i=20$  cm ( $l=3.60$ m)

Si assume come valore sollecitante la forza derivante dal diagramma di scorrimento:

$$v_{Sd} = 838.5 \text{ kN/m}$$

a) superficie di rottura verticale che taglia la soletta (a-a):

$$v_{Sd} = 838.5 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 1543.8 \text{ kN/m}$$

b) superficie di rottura attorno ai 2 pioli (b-b):

$$l_e = 0.22 \times 2 + 0.24 + 0.035 = 0.715 \text{ m}$$

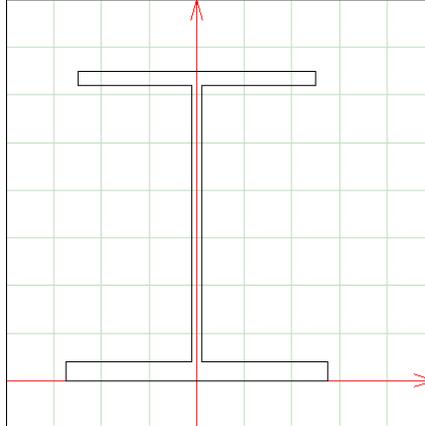
$$v_{Sd} = 838.5 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 2058.25 \text{ kN/m}$$

## 2.3 Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica

### 2.3.1 Verifica di stabilità del corrente compresso

Si esegue una verifica di stabilità della piattabanda superiore della trave in acciaio durante la fase di getto della soletta (fase 1), secondo le NTC §4.2.4.1.3.2.

Caratteristiche della sezione:



$b_{sup}$ = 500 mm	larghezza piattabanda superiore
$b_{inf}$ = 550 mm	larghezza piattabanda inferiore
$t_{f,sup}$ = 30 mm	spessore piattabanda superiore
$t_{f,inf}$ = 40 mm	spessore piattabanda inferiore
$t_w$ = 20 mm	spessore anima
$h_{tot}$ = 650 mm	altezza totale sezione
$L$ = 5.45 m	luce trave fra vincoli laterali (considerando solo i traversi)
$W_{pl,z}$ = 4958 cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico rispetto asse forte
$z_a$ = 325 mm	quota di applicazione del carico rispetto a metà altezza sezione
$\gamma_{M1}$ = 1.10	coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali
$f_{yk}$ = 355 MPa	

Deve risultare:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

$$M_{Ed} = 1167.45 \times 1,35 = 1576 \text{ kNm}$$

max momento flettente di calcolo =  $M_{p,p}$ ;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 3282 \text{ kNm}$$

momento resistente di progetto per l'instabilità;

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\Phi_{LT}} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.816$$

fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale;

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

fattore di imperfezione

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.548 \quad \text{coefficiente di snellezza adimensionale;}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 - (C_2 z_g - C_3 z_j)} \right\}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{b, Rd} = 3282 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1576 \text{ kNm.}$$

## 2.3.2 Verifiche di stabilità dell'anima

### 2.3.2.1 Stabilità dell'anima

L'anima delle travi principali d'impalcato è irrigidita trasversalmente da nervature verticali con interasse massimo di 5.45m (considerando solo i traversi).

Secondo quanto previsto dal §C.4.2.4.1.3.4.1 la verifica di stabilità dei pannelli soggetti a taglio non deve essere eseguita quando:

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (\text{per pannelli irrigiditi})$$

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad (\text{per pannelli non irrigiditi})$$

$$\text{con } \varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.814 \text{ e } \eta = 1.2$$

Nel caso in esame:

$h_w = 580 \text{ mm}$                       altezza dell'anima;  
 $t_w = 20 \text{ mm}$                       spessore dell'anima;  
 $a = 5450 \text{ mm}$                       lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali consecutivi;

$$a/h_w = 9.40 > 1 \rightarrow k_\tau = 5.34 + 4.00 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5.39 \quad \text{coefficiente per instabilità a taglio}$$

Risulta:  $h_w/t = 29 < 49$  perciò il pannello d'anima NON deve essere verificato nei riguardi dell'instabilità per taglio.

### 2.3.2.2 Irrigidimenti trasversali

Al fine di garantire una adeguata rigidità flessionale del piatto di irrigidimento al §C4.2.4.1.3.4.1 si impone che la rigidità del piatto sia maggiore del valore minimo:

$$J_{st} \geq 0.75 h_w t_w^3 = 0.75 \times 580 \times 20^3 = 3.48 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{per } a/h_w > \sqrt{2})$$

Lungo tutto l'impalcato come irrigidimenti trasversali si sono utilizzati piatti disposti da un solo lato dell'anima di larghezza 200 mm e spessore 20 mm:

$$J = 20 \times 200^3 / 12 + 20 \times 200 \times (200/2)^2 = 53.30 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 3.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Per evitare l'imbozzamento del piatto di irrigidimento, si verifica che la nervatura soddisfi le limitazioni dei rapporti larghezza-spessore secondo quanto stabilito al punto 7.2.6.2. della CNR 10011/97 per gli elementi in parete sottile delle aste compresse.

a) Lo spessore dell'irrigidimento (20mm) deve essere non minore di quello della parete da irrigidire ( $t_w = 20 \text{ mm}$ ).

b) La lunghezza dell'irrigidimento (200mm) sia maggiore di 10 volte il suo spessore ( $10 \times 20 = 200$ ).

c) Per sezioni aperte di tipo a) (pareti sottili con un bordo non irrigidito) e per acciaio S355 deve essere:

$$b_p / t_p \leq 12 \quad (\text{dal Prospetto 7-V})$$

con:  $b_p$  larghezza del piatto di irrigidimento  
 $t_p$  spessore del piatto di irrigidimento

da cui:  $b_p / t_p = 200/20 = 10.0 < 12$ .

### 2.3.2.3 Verifica per carichi concentrati

Secondo le indicazioni della CNR 10011/97 deve risultare:

$$F / (t_w b_{\text{eff}}) = 115.5 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/v [1+2 (h_w/a)^2] (t_w/h_w)^2 = 274.2 \text{ N/mm}^2$$

dove:

$F = 1340.1 \text{ kN}$  carico concentrato applicato  
 $h_w = 580 \text{ mm}$  altezza dell'anima  
 $a = 16350 \text{ mm}$  interasse degli irrigidimenti trasversali  
 $b_{\text{eff}} = 580 \text{ mm}$  la minore tra le dimensioni  $a$  ed  $h_w$   
 $t_w = 20 \text{ mm}$  spessore dell'anima  
 $v = 1.0$  coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche:

$$F / (t_w (c+2t)) = 155.8 \text{ N/mm}^2 \leq 1.15 f_d = 371 \text{ N/mm}^2$$

$c = 350 \text{ mm}$  lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico  $F$   
 $t = 40 \text{ mm}$  spessore totale attraverso il quale si ripartisce il carico  
 $f_d = 322.7 \text{ N/mm}^2$  resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 =  $f_y/1.1$

## 2.4 Stato limite ultimo di fatica

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento (punto 5.1.4.3 delle Norme).

### 2.4.1 Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte controllando che il massimo delta di tensione  $\Delta\sigma_{\text{max}}$  indotto nel dettaglio dallo spettro di carico risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso:

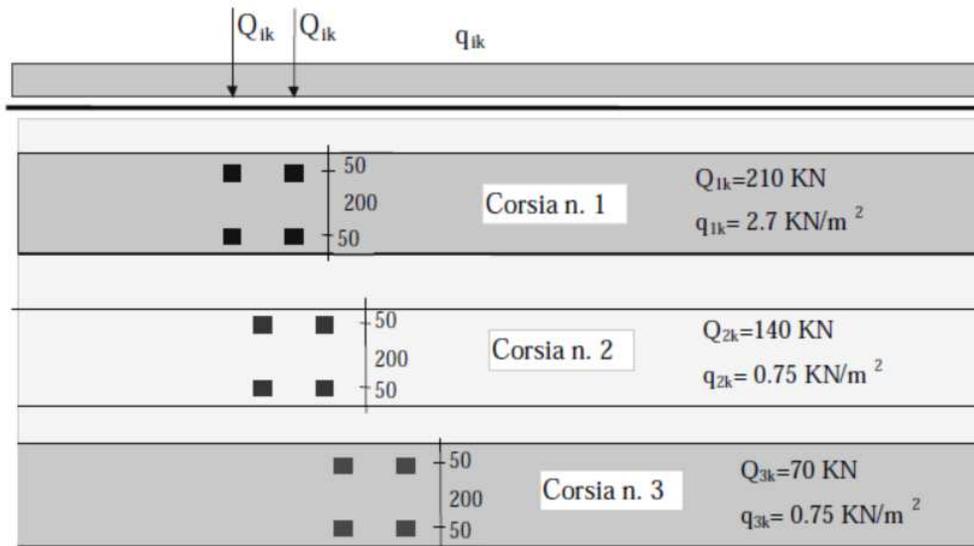
$$\gamma_{\text{Mf}}^* \Delta\sigma_{\text{max}} < \Delta\sigma_{\text{D}}$$

$$\gamma_{\text{Mf}}^* \Delta\tau_{\text{max}} < \Delta\tau_{\text{D}} = \Delta\tau_{\text{L}}$$

con:

$$\begin{aligned}\gamma_{Mf} &= 1,15 \\ \Delta\sigma_D &= 0,737 \Delta\sigma_C \\ \Delta\tau_L &= 0,457 \Delta\tau_C\end{aligned}$$

Ai fini del calcolo di  $\Delta\sigma_{max}$  si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.



**Modello di carico a fatica n.1**

Secondo le NTC nelle verifiche a fatica delle strutture principali si deve assumere un numero di cicli di carico pari a  $2 \times 10^6$  (Tabella 5.1.X).

Per la valutazione delle sollecitazioni provocate nella trave oggetto di analisi dal modello di carico sopra descritto si adotta la stessa ripartizione utilizzata per le verifiche di resistenza.

Si ricavano le seguenti sollecitazioni max sulla trave più caricata:

$$\begin{aligned}M_{max} &= 1341.83 \text{ kNm} \\ V_{max} &= 343.16 \text{ kN}.\end{aligned}$$

### 2.4.2 Verifica della sezione

Lo stato limite di fatica delle strutture portanti viene verificato secondo la C.M. 02/02/2009 §4.2.4.1.4.6.1, che fornisce le varie classi dei dettagli.

Si riportano le tensioni relative alle varie sollecitazioni assunte con coefficienti parziali  $\gamma_F = 1$ :

TENSIONI NORMALI (N/mm <sup>2</sup> )	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$
peso proprio (fase 1)	34.94		1167.45	114.5	-88.7	105.1	-76.2
finiture (fase 2)	15.12		505.21	7.0	-25.9	5.5	-23.9
ritiro (fase 2)		3776.22	860.34	44.4	-11.7	41.8	-8.2
carichi mobili (fase 3)			1341.83	-0.6	-61.9	-3.4	-58.1
$\Delta T$ (fase 3)		1020.60	380.07	14.2	-3.2	13.4	-2.1

Connessione anima / piattabanda inferiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 76.2+23.9-2.1 = 97.94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 76.2+23.9+8.2+58.12+2.1 = 168.54 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (168.54-97.94) = 70.60 \text{ N/mm}^2$$

da Tabella C4.2.XIV.1:  $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C = 92.13 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\sigma_{\text{res}} = \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 92.13/1.15 = 80.11 \text{ N/mm}^2 > \Delta\sigma = 70.60 \text{ N/mm}^2$$

Connessione anima / piattabanda superiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 105.08+5.50-13.40 = 97.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 105.08+5.50+41.8+3.4+13.4 = 169.13 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (169.13-97.20) = 71.92 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_{\text{res}} = 80.11 \text{ N/mm}^2$$

Attacco anima e irrigidimenti verticali / trave principale:

TENSIONI TANGENZIALI (N/mm <sup>2</sup> )	V (kN)	MASSIMA $\tau_{\max}$	ATTACCO PIATTAB.	
			$\tau_{\text{sup}}$	$\tau_{\text{inf}}$
peso proprio (fase 1)	285.6	24.5	20.1	22.2
finiture (fase 2)	123.6	8.1	8.0	6.7
ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0	0.0
carichi mobili (fase 3)	343.2	21.8	21.4	16.9
$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0	0.0

$$\tau_{\min} = 22.2+6.7 = 32.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 22.2+6.7+16.9 = 54.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (54.4-32.5) = 21.8 \text{ N/mm}^2$$

da Tabella C4.2.XVII.b:  $\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\tau_D = 0.457 \cdot \Delta\tau_C = 36.56 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\tau_{\text{res}} = \Delta\tau_D / \gamma_{Mf} = 36.56/1.15 = 31.79 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 21.8 \text{ N/mm}^2$$

Connettori doppi ad interasse  $i=0.20 \text{ m}$  – Sezione appoggio:

Si verificano i connettori considerando come carico sollecitante a fatica quello provocato dai carichi mobili. Note le sollecitazioni di taglio e le caratteristiche geometriche delle sezioni, la verifica è stata condotta secondo il p.to C4.2.4.1.4.5 della normativa di riferimento, controllando che:

$$\Delta\tau_D < \Delta\tau_C$$

dove:

$$\Delta\tau_C$$

$$\Delta\tau_D = \gamma_{Mf} \Delta\tau = 1,15 \Delta\tau$$

$$\tau = q i / n A$$

$$q = V_{Sd} S / J$$

è la classe del particolare in esame (90 N/mm<sup>2</sup>);

è il valore di progetto della massima escursione di tensione tangenziale;

è la tensione tangenziale dovuta ai carichi mobili;

è lo scorrimento dovuto al taglio  $V_{Sd}$ .

$$\tau_{\min} = 137.1 \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 24.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = (137.1+436.7) \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 100.63 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (100.63 - 24.05) = 76.59 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_c / \gamma_{Mf} = 90 / 1.15 = 78.26 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 76.59 \text{ N/mm}^2$$

## 2.5 Verifiche agli stati limite di esercizio

### 2.5.1 Verifica tensionale della sezione

Nelle verifiche si considerano le caratteristiche geometriche riportate nel Paragrafo 2.1.

#### Flessione:

Le tensioni massime valgono (compressione >0):

TENSIONI NORMALI (N/mm <sup>2</sup> )	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
			$\sigma_{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{inf}}$	$\sigma_{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{inf}}$	$\sigma_{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{inf}}$
peso proprio (fase 1)		1167.45			114.5	-88.7	105.1	-76.2
finiture (fase 2)		505.21	1.26	0.39	7.0	-25.9	5.5	-23.9
ritiro (fase 2)	3776.22	860.34	-0.37	-1.85	44.4	-11.7	41.8	-8.2
carichi mobili (fase 3)		2261.74	8.05	-0.16	-1.0	-104.3	-5.8	-98.0
$\Delta T$ (fase 3)	1020.60	380.07	0.24	-1.14	14.2	-3.2	13.4	-2.1
Qw		188.38	1.41	0.44	2.61	-9.7	2.0	-8.9
c.d.c. TI / + $\Delta T$ / rit.=0	1020.6	2052.7	1.50	-0.75	135.6	-117.8	123.9	-102.2
c.d.c. TI / - $\Delta T$ / rit.=0	-1020.6	1292.6	1.02	1.53	107.3	-111.4	97.2	-97.9
c.d.c. TI / + $\Delta T$	4796.8	2913.1	1.13	-2.60	180.0	-129.5	165.7	-110.4
c.d.c. TI / - $\Delta T$	2755.6	2152.9	0.65	-0.32	151.7	-123.1	139.0	-106.2
c.d.c. TII / + $\Delta T$	4796.8	5174.8	9.18	<b>-2.77</b>	179.0	<b>-233.8</b>	160.0	-208.4
c.d.c. TII / - $\Delta T$	2755.6	4414.7	8.70	-0.49	150.7	-227.4	133.2	-204.1
c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0	1020.6	4314.5	<b>9.55</b>	-0.91	134.6	-222.1	118.2	-200.2
c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0	-1020.6	3554.3	9.07	1.36	106.3	-215.7	91.4	-195.9

acciaio:  $\sigma_{\max} = 233.8 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S355)

calcestruzzo:  $\sigma_{\max} = 9.55 \text{ N/mm}^2 < 0.6 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2$  (per  $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ )  
 $\sigma_{\min} = 2.77 \text{ N/mm}^2 < f_{ctm} / 1.2 = 3.35 / 1.2 = 2.79 \text{ N/mm}^2$

#### Taglio:

Le tensioni massime valgono:

TENSIONI TANGENZIALI (N/mm <sup>2</sup> )	V (kN)	MASSIMA $\tau_{max}$	ATTACCO PIATTAB.	
			$\tau_{sup}$	$\tau_{inf}$
peso proprio (fase 1)	285.6	24.5	20.1	22.2
finiture (fase 2)	109.3	7.1	7.1	5.9
ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0	0.0
carichi mobili (fase 3)	569.7	36.3	35.6	28.0
$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0	0.0
c.d.c. T1 / + $\Delta T$ / rit.=0	394.9	31.6	27.2	28.1
c.d.c. T1 / - $\Delta T$ / rit.=0	394.9	31.6	27.2	28.1
c.d.c. T1 / + $\Delta T$	394.9	31.6	27.2	28.1
c.d.c. T1 / - $\Delta T$	394.9	31.6	27.2	28.1
c.d.c. TII / + $\Delta T$	964.7	<b>67.9</b>	62.8	56.1
c.d.c. TII / - $\Delta T$	964.7	<b>67.9</b>	62.8	56.1
c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0	964.7	<b>67.9</b>	62.8	56.1
c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0	964.7	<b>67.9</b>	62.8	56.1

acciaio:  $\tau_{max} = 67.9 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} / \sqrt{3} = 195.2 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S355)

**Flessione e taglio:**

Le tensioni massime valgono (compressione >0):

TENSIONI IDEALI (N/mm <sup>2</sup> )	M (kNm)	V (kN)	ATTACCO PIATTAB.	
			$\sigma_{id sup}$	$\sigma_{id inf}$
peso proprio (fase 1)	1167.4	285.6	110.7	85.3
finiture (fase 2)	505.2	123.6	14.9	26.5
ritiro (fase 2)	860.3	0.0	41.8	8.2
carichi mobili (fase 3)	2261.7	569.7	61.9	109.3
$\Delta T$ (fase 3)	380.1	0.0	13.4	2.1
c.d.c. T1 / + $\Delta T$ / rit.=0	2052.7	409.2	139.0	114.0
c.d.c. T1 / - $\Delta T$ / rit.=0	1292.6	409.2	112.3	109.8
c.d.c. T1 / + $\Delta T$	2913.1	409.2	180.8	122.2
c.d.c. T1 / - $\Delta T$	2152.9	409.2	154.0	118.0
c.d.c. TII / + $\Delta T$	5174.8	978.9	<b>242.7</b>	231.6
c.d.c. TII / - $\Delta T$	4414.7	978.9	216.0	227.3
c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0	4314.5	978.9	200.9	223.4
c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0	3554.3	978.9	174.2	219.1

acciaio:  $\sigma_{max} = 242.7 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S355)

**2.5.1.1 Verifica della connessione trave - soletta**

Nella seguente tabella sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo metà trave ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite di esercizio.

Ascissa trave, x (m)		0	4.36	8.18
V (kN)	finiture (fase 2)	123.6	57.7	0.0
	ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0
	carichi mobili (fase 3)	569.7	394.9	241.9
	$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0
q (kN/m)	$q_{fn.}$	137.1	64.0	0.0
	$q_{rit.}$	-364.5	0.0	0.0
	$q_{c.m.}$	725.0	502.5	307.8
	$q_{\Delta T}$	122.3	0.0	0.0
$q_{sd}$ - SLE 2008 (kN/m)	c.d.c. TI / $+\Delta T$ / rit.=0	259.4	64.0	0.0
	c.d.c. TI / $-\Delta T$ / rit.=0	14.8	64.0	0.0
	c.d.c. TII / $+\Delta T$ / rit.=0	984.4	566.5	307.8
	c.d.c. TII / $-\Delta T$ / rit.=0	739.8	566.5	307.8
	c.d.c. TI / $+\Delta T$	-105.2	64.0	0.0
	c.d.c. TI / $-\Delta T$	-349.7	64.0	0.0
	c.d.c. TII / $+\Delta T$	619.8	566.5	307.8
	c.d.c. TII / $-\Delta T$	375.3	566.5	307.8
	$q_{Sd\ max}$	984.4	566.5	307.8
	$q_{Sd\ min}$	-349.7	64.0	0.0

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite di esercizio.

Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

- tratto da  $x=0.00$  a  $x=3.60$  m

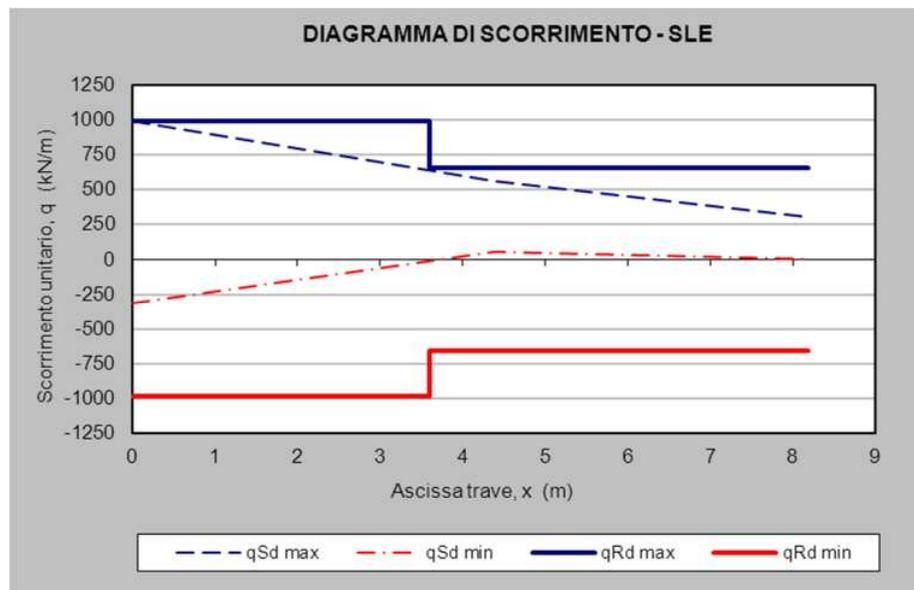
3 pioli  $\phi 22/20$  cm ( $h=220$  mm)

$$q_{Rd\ SLE} = 0.6\ q_{Rd\ SLU} = 0.6 \times 1642 = 985\ \text{kN/m}$$

- tratto da  $x=3.60$  a  $x=8.18$  m

2 pioli  $\phi 22/20$  cm ( $h=220$  mm)

$$q_{Rd\ SLE} = 0.6 \times 1095 = 657\ \text{kN/m}$$



## 2.5.2 Stato limite di deformazione

### Fase 1

$L = 16350$  mm

luce della trave

$q_{p.p.} = 34.94$  kN/m

carico uniforme in fase 1 (trave e soletta)

$$J_a = 373512 \text{ cm}^4 \quad \text{momento d'inerzia della sezione di acciaio}$$

$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo elastico dell'acciaio}$$

$$f_1 = f_{p,p.} = 5/384 \times 34.94 \times 16350^4 / (210000 \times 373512 \times 10^4) = 41.45 \text{ mm}$$

### Fase 2

$$q_{fin.} = 15.12 \text{ kN/m} \quad \text{carico uniforme in fase 2 (finiture)}$$

$$M_{rit.} = 860.3 \text{ kNm} \quad \text{momento dovuto al ritiro}$$

$$J = 998147 \text{ cm}^4 \quad \text{momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=18.6)}$$

$$f_2 = f_{fin.} + f_{rit.} = 5/384 \times 15.12 \times 16350^4 / (210000 \times 998147 \times 10^4) + 1/8 \times 860.3 \times 10^2 \times 16350^2 / (210000 \times 998147) = 20.43 \text{ mm}$$

### Fase 3

$$M_{c.m.} = 2261.7 \text{ kNm} \quad \text{momento dovuto alle variazioni termiche}$$

$$M_{\Delta T} = 380.1 \text{ kNm} \quad \text{momento dovuto alle variazioni termiche}$$

$$J = 1422576 \text{ cm}^4 \quad \text{momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=6.2)}$$

$$f_3 = f_{c.m.} + f_{\Delta T} = 1/8 \times (2261.7 + 380.1) \times 10^2 \times 16350^2 / (210000 \times 1422576) = 29.55 \text{ mm}$$

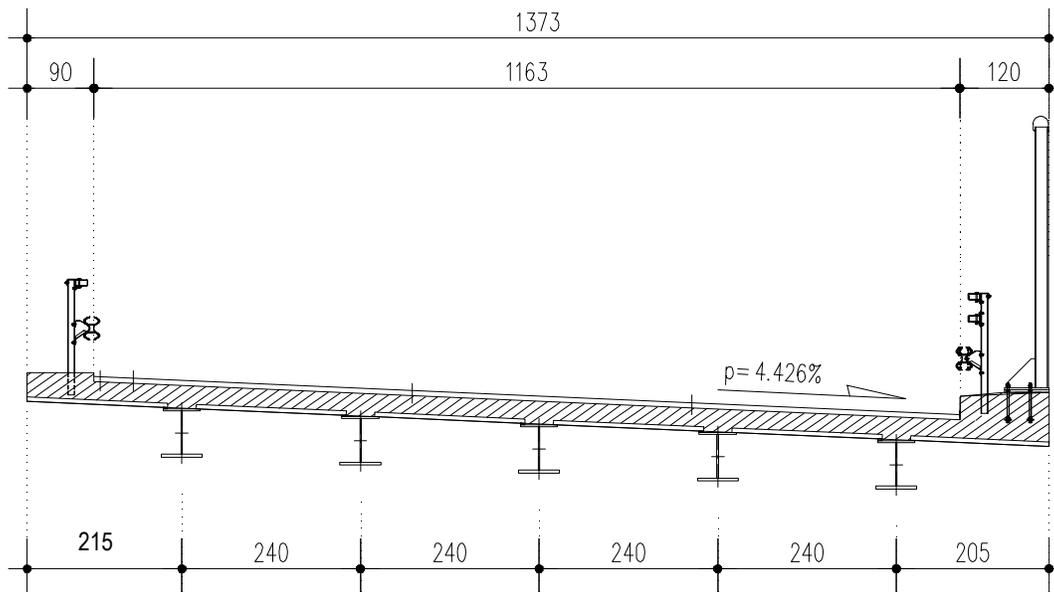
Verifica:

$$f_{perm 0} = f_1 + f_2 = 61.87 \text{ mm} < L / 150 = 109 \text{ mm}$$

$$f_{acc 0} = f_3 = 29.55 \text{ mm} < L / 500 = 32.7 \text{ mm}$$

## 2.6 Verifica della soletta in direzione trasversale

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta (s=6+25=31cm).



Si verifica lo sbalzo esterno in quanto maggiormente caricato:

$$\text{Luce di calcolo sbalzo} \quad L = 2.05 \text{ m}$$

$$\text{Luce di calcolo campata} \quad L = 2.40 \text{ m}$$

Spessore soletta  $s_s = 0.31$  m  
Spessore pavimentazione  $s_p = 0.12$  m

Di seguito si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale.

Tali verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su cinque appoggi con sbalzi esterni.

### 2.6.1 Fase provvisoria

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico "di lavorazione". Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralicci. In particolare sull'appoggio centrale la lastra tralicciata si interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per scongiurare pericoli di ribalmento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (6 cm).

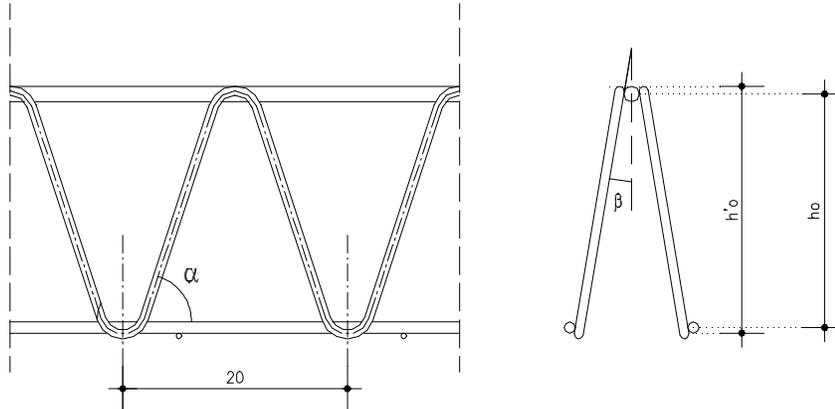
#### Analisi dei carichi

Peso proprio prédalles	$g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$
Getto integrativo	$g_2 = 1.35 * 0.25 * 25.00 = 8.44 \text{ kN/m}^2$
Sovraccarico	$g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
Veletta prefabbricata	$g_4 = 1.50 * 1.25 = 2.00 \text{ kN/m}$

#### Verifiche

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione. Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ( $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$  per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

#### Caratteristiche del traliccio



Altezza totale del traliccio:  $h'_0 = 16.5$  cm

Braccio della coppia resistente:  $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 15$  cm

Numero di tralicci nella lastra: 6 (interasse = 0.40m)

Larghezza lastra: 2.40 m

- Correnti inferiori:

$$A_s = 12\phi 14 = 12 \times 1.54 = 18.48 \text{ cm}^2/\text{lastra} \quad (n=15)$$

$$J_s = 1886 \text{ mm}^4$$

$$\rho = 3.50 \text{ mm}$$

$$L_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\lambda_s = 57$$

$$\omega_s = 1.46 \quad \text{da Prosp. 7-IVc C.N.R. 10011/88}$$

- Correnti superiori:

$$A'_s = 6\phi 16 = 6 \times 2.01 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{lastra} \quad (n=15)$$

$$J_s = 3217 \text{ mm}^4$$

$$\rho = 4.00 \text{ mm}$$

$$L_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\lambda_{s'} = 50$$

$$\omega_{s'} = 1.34 \quad \text{da Prosp. 7-IVc C.N.R. 10011/88}$$

- Staffe:

$$A_{st} = 942 \text{ mm}^2/\text{lastra}$$

$$J_{st} = 491 \text{ mm}^4$$

$$\rho = 2.50 \text{ mm}$$

$$L_0 = 16.50 \text{ cm}$$

$$\lambda_{st} = 66$$

$$\omega_{st} = 1.64 \quad \text{da Prosp. 7-IVc C.N.R. 10011/88}$$

### 2.6.1.1 Sbalzo esterno

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 2.05 - 0.25 = 1.80 \text{ m}$$

Si considera lo schema di mensola incastrata.

Sollecitazioni unitarie:

$$M = (2.03+8.44+1.50) \times 1.8^2/2 + 2.00 \times 1.80 = 22.99 \text{ kNm/m}$$
$$V = (2.03+8.44+1.50) \times 1.8 + 2.00 = 23.55 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni sulla lastra:

$$\text{Larghezza lastra} = 2.4 \text{ m}$$

$$M = 22.99 \times 2.4 = 55.18 \text{ kNm/lastra}$$
$$V = 23.55 \times 2.4 = 56.51 \text{ kN/lastra}$$

Tensioni sugli elementi resistenti:

$$\text{Trazione sui correnti superiori} = \sigma_s = 305.0 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio B450C)}$$

$$\text{Compressione nei correnti inferiori} = \sigma'_s \omega_s = 199.1 \times 1.46 = 290.67 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Compressione nelle staffe} = \sigma_{st} \omega_{st} = 64.0 \times 1.64 = 104.8 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

*2.6.1.2 Campata*

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 2.40 - 0.50 = 1.90 \text{ m}$$

Si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata.

Nel calcolo, a favore di sicurezza, non viene considerata la presenza dello sbalzo laterale, ovvero non si considera il contributo favorevole dovuto al momento negativo indotto dallo sbalzo stesso

Sollecitazioni unitarie:

$$M = (2.03+8.44+1.50) \times 1.9^2/8 = 5.40 \text{ kNm/m}$$
$$V = (2.03+8.44+1.50) \times 1.9/2 = 11.37 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni sulla lastra:

$$\text{Larghezza lastra} = 2.4 \text{ m}$$

$$M = 5.40 \times 2.4 = 12.96 \text{ kNm/lastra}$$
$$V = 11.37 \times 2.4 = 27.30 \text{ kN/lastra}$$

Tensioni sugli elementi:

$$\text{Trazione sui correnti inferiori: } \sigma_s = 46.8 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio B450C)}$$

$$\text{Compressione nei correnti superiori: } \sigma'_s \omega_s = 71.6 \times 1.46 = 104.6 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Compressione nelle staffe: } \sigma_{st} \omega_{st} = 3.18 \times 1.64 = 5.23 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

**2.6.2 Fase definitiva**

Nella fase definitiva, corrispondente all'esercizio del ponte, risultano efficaci le armature di forza inserite in opera, mentre non si tengono in conto quelle dei tralicci delle predalles.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti è stato effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria, orientata secondo una direzione inclinata di circa 63° rispetto all'asse delle travi principali e corrispondente alla direzione di orditura delle armature.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato avvalendosi dei seguenti schema statici:

- Schema a mensola per la valutazione delle sollecitazioni negli sbalzi;

- Schema statico di trave continua su 5 appoggi (a favore di sicurezza senza sbalzo) per lo studio delle sollecitazioni nelle campate e negli appoggi intermedi.

### 2.6.2.1 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave continua su cinque appoggi con sbalzi esterni, come indicato nelle figure seguenti. Le luci di calcolo sono riferite all'asse verticale delle travi metalliche. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

Si considera la pavimentazione estesa ad una larghezza di 11.65m.

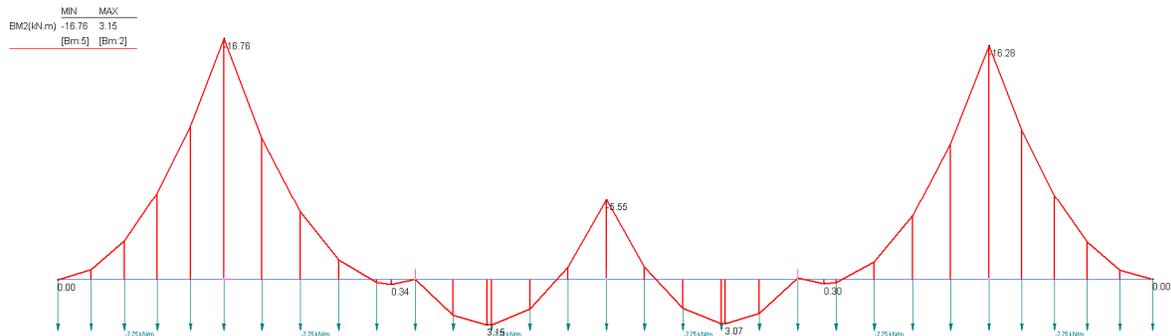
#### 1) Pesi strutturali G1

Peso proprio prédalles:  $g_1 = 0.06 \times 25.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$   
Getto integrativo sbalzo:  $g_{1'} = 0.25 \times 25.00 = 6.25 \text{ kN/m}^2$

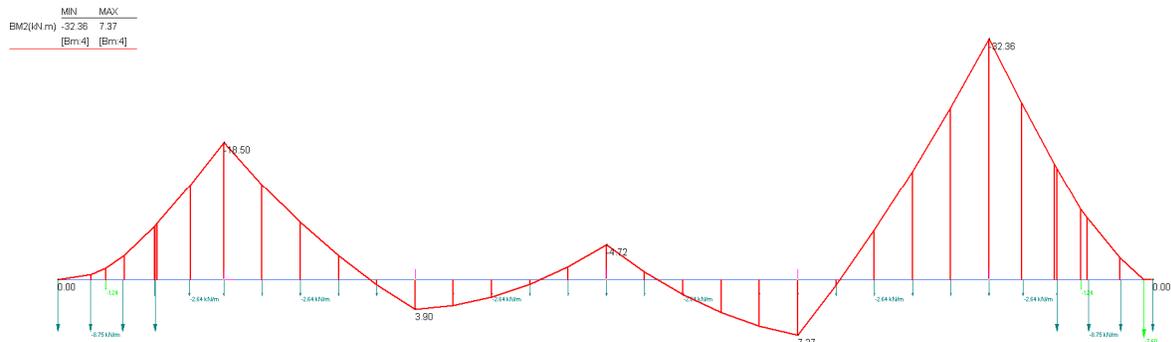
#### 2) Pesi permanenti portati G2

Cordoli:  $g_2 = 0.35 \times 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$   
Elemento di bordo:  $P_1 = 1.90 \text{ kN/m}$   
Barriera antirumore:  $P_2 = 7.6 \text{ kN/m}$   
Sicurvia:  $P_3 = 1.24 \text{ kN/m}$   
Pavimentazione:  $g_{2'} = 0.12 \times 22.00 = 2.64 \text{ kN/m}^2$

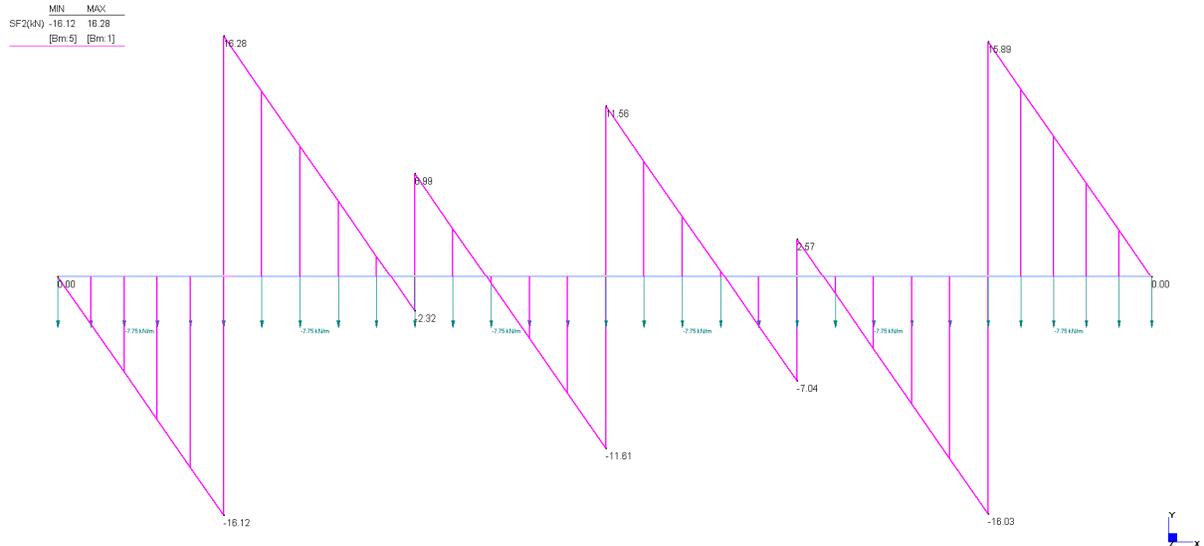
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni risultanti:



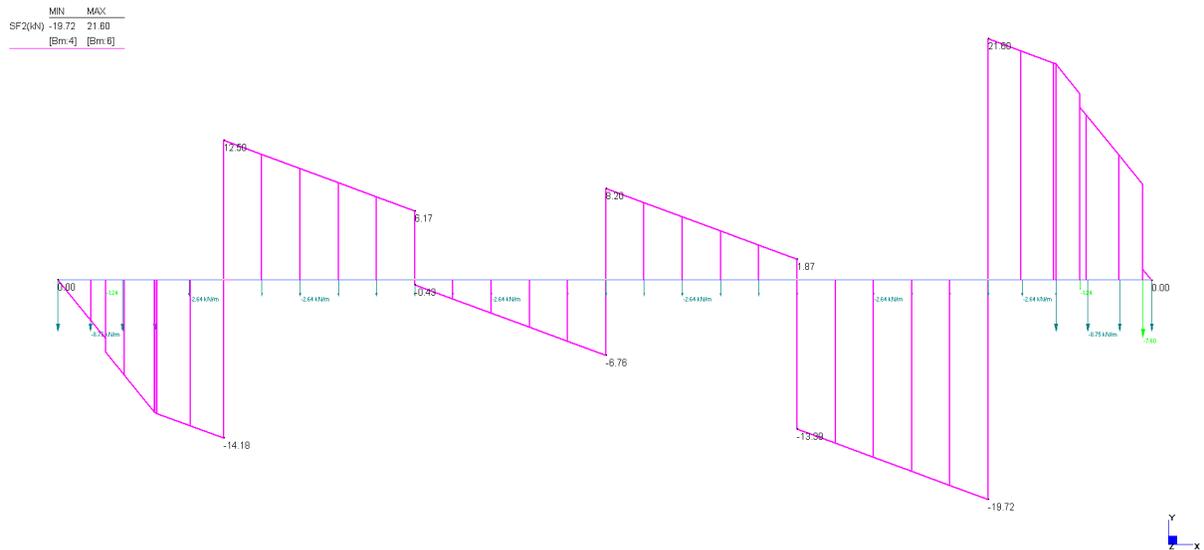
**Fase definitiva – Carichi permanenti G1 – Momento flettente**



**Fase definitiva – Carichi permanenti G2 – Momento flettente**



**Fase definitiva – Carichi permanenti G1 – Taglio**



**Fase definitiva – Carichi permanenti G2 – Taglio**

### 2.6.2.2 Carichi accidentali

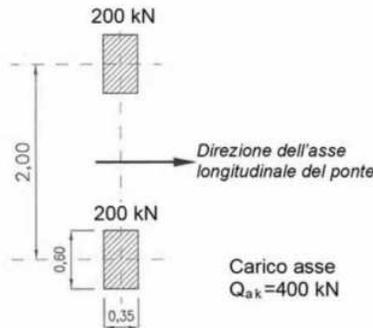
Gli effetti dei carichi accidentali sono valutati disponendo  $q_1$  (carichi mobili più gravosi) e  $q_8$  (urto di veicolo in svio), definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali, nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo dei massimi momenti positivi e negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

#### 1) Sbalzo esterno:

- Carichi mobili ( $q_1$ ):

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni taglianti che flessionali.

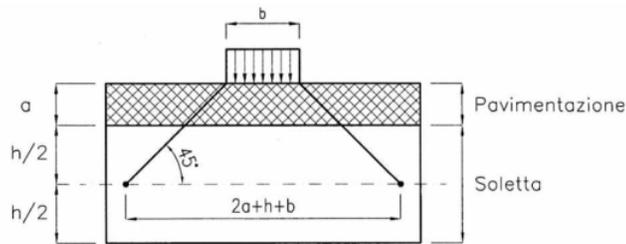
Per ciascuna verifica gli Schemi di Carico vengono applicati in modo da ottenere l'effetto più sfavorevole: si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al cordolo per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed in prossimità dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate.



Schema di carico 2  
(dimensioni in [m])

**Disposizione dello Schema di Carico 2**

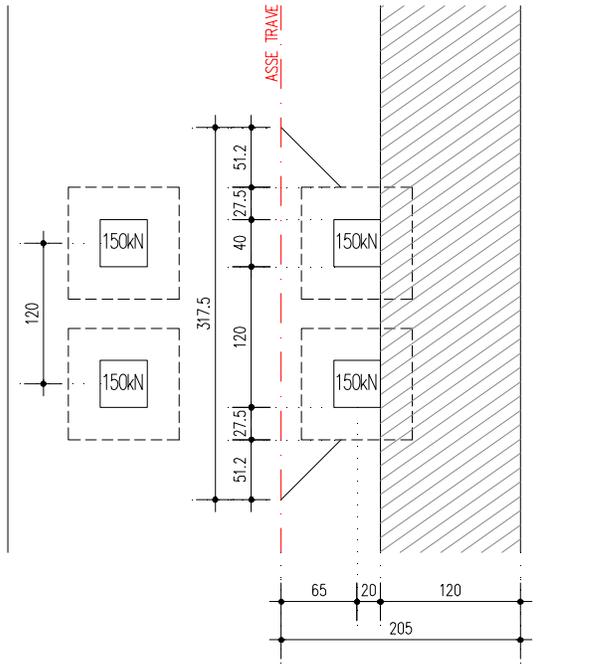
I carichi concentrati considerati ai fini delle verifiche locali ed associati agli schemi di carico 1 e 2, si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta; si considera inoltre una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta e verso l'asse della trave.



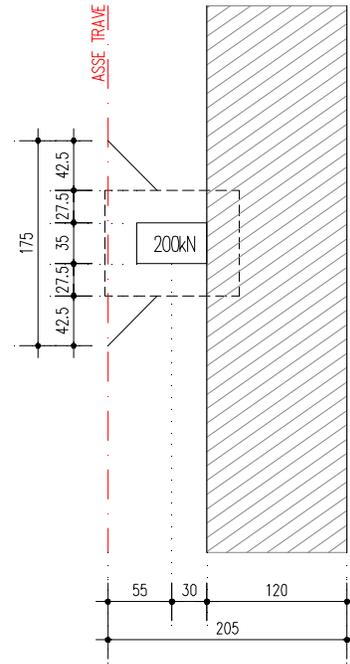
**Diffusione dei carichi concentrati nella soletta**

Le immagini seguenti riportano i posizionamenti dei mezzi, le aree di diffusione dei carichi e le basi collaboranti dei casi analizzati. Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a 9.00kN/m<sup>2</sup>.

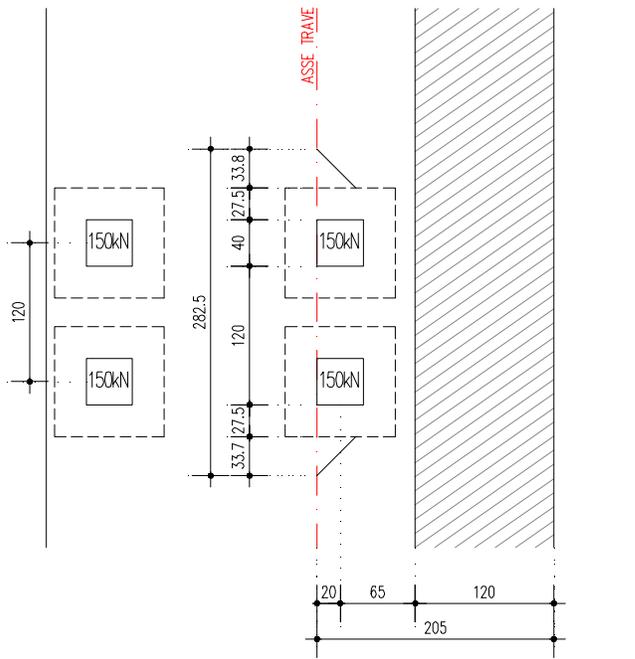
Schema 1 – Mmax



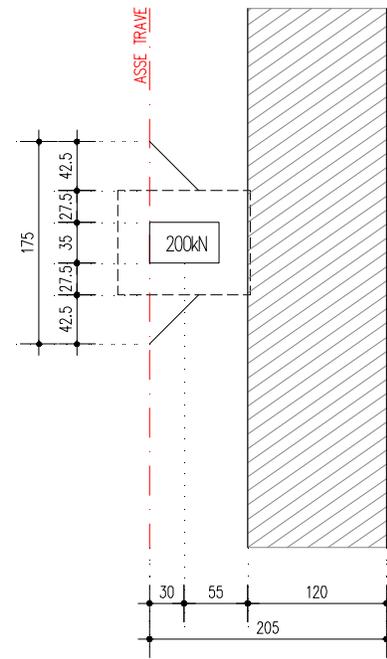
Schema 2 – Mmax



Schema 1 – Vmax



Schema 2 – Vmax



**Base resistente per momento e taglio per i due schemi di carico**

**Schema 1**

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (1.60 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la figura precedente:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.31 + 2 * 0.51 = 3.175 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 300 / 3.175 * 0.65 + 9.00 * 0.85^2 / 2 = -64.7 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.31 + 2 * 0.34 = 2.825 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 300 / 2.825 + 9.00 * 0.85 / 2 = 110 \text{ kN/m}$$

**Schema 2**

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (0.35 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la figura precedente:

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.31 + 2 * 0.43 = 1.75 \text{ m}$$

$$M_{q2} = 200 / 1.75 * 0.55 = -62.9 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave:

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.31 + 2 * 0.43 = 1.75 \text{ m}$$

$$T_{q2} = 200 / 1.75 = 114.3 \text{ kN/m}$$

**2) Campata e appoggio**

- Carichi mobili più gravosi (q<sub>1</sub>):

Si considera lo Schema di Carico 1 formato dalla prima e seconda corsia disposte affiancate; con la teoria delle linee di influenza si costruiscono i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro longitudinale del carico, diffuso a 45° sino al piano medio della soletta, aumentato della larghezza dell'impronta di diffusione del carico, anch'essa diffusa a 45°.

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.31 + 2.15 / 2 \approx 2.20 \text{ m}$$

Carico diffuso corsia n.1:

$$P = 150 / 2.2 = 68.18 \text{ kN (per metro di larghezza di soletta)}$$

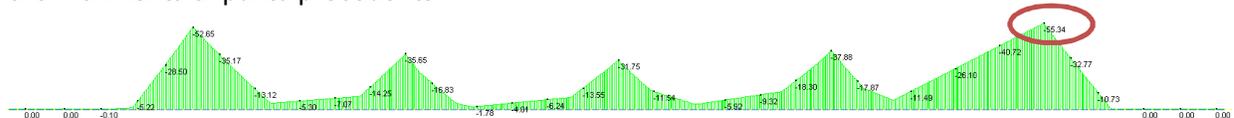
$$q = 9.00 \text{ kN/m}$$

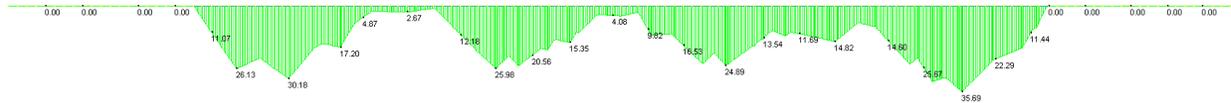
Carico diffuso corsia n.2:

$$P = 100 / 2.2 = 45.45 \text{ kN (per metro di larghezza di soletta)}$$

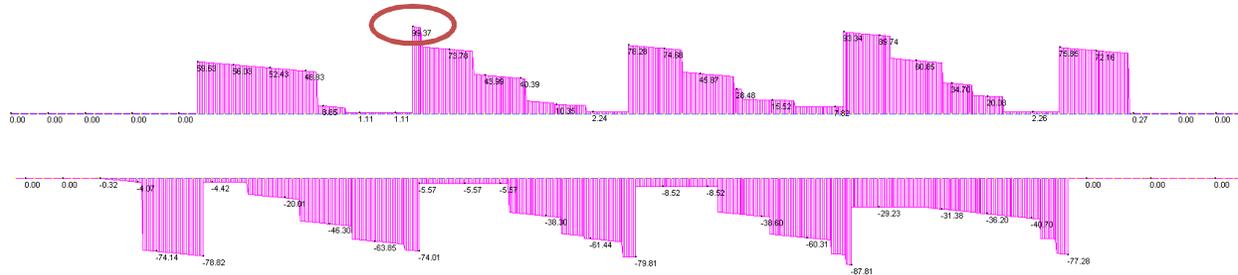
$$q = 2.50 \text{ kN/m}$$

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni; si nota che per gli sbalzi si deve comunque fare riferimento al punto precedente.





**Fase definitiva – Carichi mobili (Q) - Momenti flettenti max e min –  $M_{max}=55.34$ ;  $M_{min}^*=35.69$ kN**



**Fase definitiva – Carichi mobili (Q) – Tagli max e min –  $T_{max}=99.37$  kN**

### 2.6.2.3 Urto di veicolo in svio

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo:  $f_y$  = tensione di snervamento

$W_{pl} = 2 S_x$  = modulo di resistenza plastico

$S_x$  = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento  $f_y$  da impiegare nel calcolo di  $M_{pl}$ , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a  $f_y$ , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con:  $f_m$  = valore medio

$s$  = scarto quadratico medio

$k$  = fattore funzione del numero  $n$  di risultati sperimentali; per  $n=\infty$   $k=1.64$

(Tabella 11.2.IV del D.M. 14/09/05)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare  $f_k$  a partire da  $f_k$  è necessario conoscere lo scarto quadratico medio  $s$ .

Al punto 11.2.4.8.2.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con  $p$ , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio  $f_m$  in funzione di  $f_k$ :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con  $k = 1.64$  ( $n=\infty$ ) e  $p = 0.08$  (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k \quad f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  si deve quindi considerare almeno:

valore medio  $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$

frattile 0.95  $f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431  $\text{N/mm}^2$ .

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico  $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$ , il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni  $i = 1.33 \text{ m}$ , il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/09/05 prevede al punto 6.2.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a **45°** a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

Le sollecitazioni nella soletta dovute all'urto di un mezzo pesante sulla barriera di sicurezza risultano:

$$l_{rip} = 0.50 + 2 \times (1.00 + 0.12 + 0.31 / 2) \tan 45^\circ = 3.05 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100 / 3.05 = \mathbf{32.8 \text{ kN/m}}$$

$$M_{urto} = 32.8 \times (1.00 + 0.12 + 0.31 / 2) = \mathbf{-41.8 \text{ kNm/m}}$$

Contemporaneamente all'azione d'urto si considera agente a 0.30 m dal bordo del cordolo una fila di ruote che supporta tutto il carico che provoca l'urto, schematizzabile con un carico di:

$$P/L = 160 / 10.0 = 16 \text{ kN/m}$$

con:  $P = 160 \text{ kN}$  (peso del mezzo)

$L = 10.0 \text{ m}$  (lunghezza del mezzo)

Si ricavano dunque le sollecitazioni:

$$M_{\text{carichi mobili contemp. urto}} = 16.0 \times (2.05 - 1.2 - 0.30) = \mathbf{8.80 \text{ kNm/m}}$$

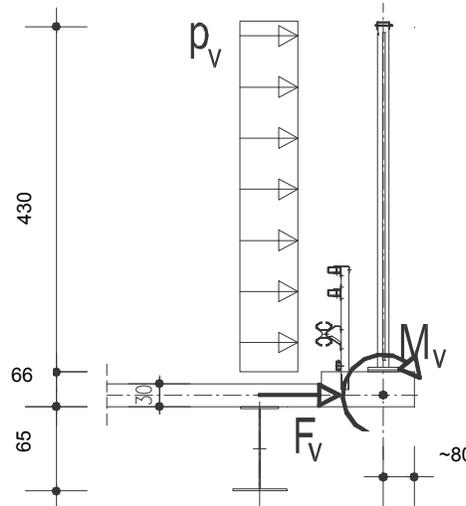
$$V_{\text{carichi mobili contemp. urto}} = \mathbf{16.0 \text{ kNm/m}}$$

#### 2.6.2.4 Carico del vento

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a

$$p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico ed il caricamento relativo a tale azione è riportato nella figura seguente:



Schema dell'azione del vento sulla barriera

Si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$N_{qv} = 2.50 \times 4.30 = 10.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{qv} = 10.75 \times (4.30/2 + 0.35 + 0.31/2) = 28.54 \text{ kNm/m}$$

#### 2.6.2.5 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni nelle sezioni significative, che sono oggetto di verifica. Le combinazioni sono fatte secondo i coefficienti del D.M. 2008:

$$\text{SLU - Ull Permanenti+urto: } 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.50 \cdot Q_{\text{urto}} + 1.35 \cdot Q_{\text{c.m. cont.}}$$

$$\text{SLU - Ull Permanenti+c.mobili+vento: } 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q + 0.9 \cdot Q_w$$

$$\text{SLU - Eccezionale: } 1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.0 \cdot Q + 1.0 \cdot Q_{\text{urto}}$$

$$\text{SLE - Comb TI: } 1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.0 \cdot Q$$

#### 1) Sezione sbalzo ext:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-16.28	15.89	
Carichi permanenti portati (G2)	-32.36	21.60	
Carichi mobili (Q)	-64.70	114.3	
Urto di veicolo ( $Q_{\text{urto}}$ )	-41.80		32.79
Carichi mobili contemporanei all'urto ( $Q_{\text{c.m. cont.}}$ )	-8.80	16.00	
Carico vento ( $Q_w$ )	-44.76		13.75
Combinazioni			
SLU - Ull - Permanenti + urto	-145.1	75.4	-49.2
SLU - Ull - Permanenti + c.mobili + vento	-198.1	208.1	-12.4
SLU - Eccezionale	-155.1	151.8	

SLE – TI	-113.4	151.8	
----------	--------	-------	--

**2) Sezione in campata:**

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	3.15		
Carichi permanenti portati (G2)	3.24		
Carichi mobili (Q)	35.69		
Combinazioni			
SLU – UII	57.30		
SLE - TI	42.10		

**3) Sezione in appoggio:**

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-5.55	16.28	
Carichi permanenti portati (G2)	-4.75	13.15	
Carichi mobili (Q)	-37.88	99.37	
Combinazioni			
SLU – UII	-65.76	161.61	
SLE - TI	-48.18	118.83	

*2.6.2.6 Verifiche di resistenza SLU*

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale UII.

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

**1) Sezione sbalzo ext (asse trave):**

Verifica a tensoflessione nella sezione in asse trave (sbalzo dx):

Calcestruzzo Rck	45
Acciaio $f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	391.3
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	31
Armatura Estradosso	1Φ18/12.5''+1Φ24/25'' ( $A_s$ '=38.40 cm <sup>2</sup> /m)
Copri ferro armatura superiore (cm)	4.00
Armatura Intradosso	1Φ18/12.5'' ( $A_s$ =20.36 cm <sup>2</sup> /m)
Copri ferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento agente (kNm)	-198.1
Sforzo assiale (kN)	-12.4 (trazione)
Taglio (kN)	208.1



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

Verifica a taglio nella sezione in asse trave (sbalzo dx):

La verifica al taglio per sezioni prive di specifica armatura è riportata nel seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

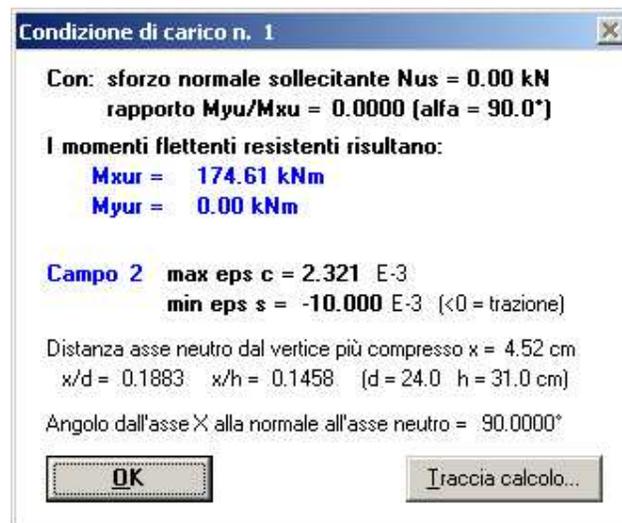
$V_{Sd}$	<b>208.1</b>	kN
$N_{Sd}$	0.00	kN
$R_{ck}$	45.00	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	37.35	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd}$	21.17	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
$h$	310	mm
$d$	259	mm
$\phi$	0	mm
$n^\circ$	0	
$A_{Sl}$	3840	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.015	
$\sigma_{cP}$	0.000	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.879	
$v$	0.551	
$V_{Rdc,min}$	222.57	kN
$V_{Rdc}$	142.66	kN
$V_{Rd}$	<b>222.57</b>	kN

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è inferiore al taglio ultimo:  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

## 2) Sezione campata:

Verifica a flessione nella sezione di campata (Momento positivo max):

Calcestruzzo Rck	45
Acciaio $f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	391.3
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	31
Armatura Estradosso	1Φ18/12.5" ( $A_s=20.36$ cm <sup>2</sup> /m)
Copriferro armatura superiore (cm)	4.00
Armatura Intradosso	1Φ18/12.5" ( $A_s=20.36$ cm <sup>2</sup> /m)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento agente (kNm)	57.30

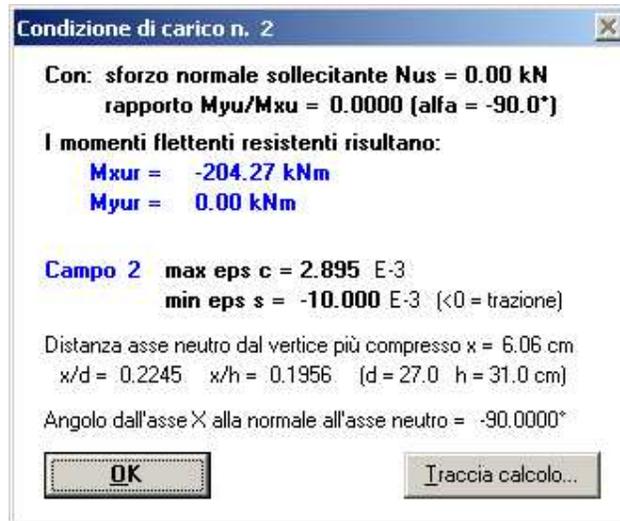


La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

## 3) Sezione in appoggio:

Verifica a flessione nella sezione in appoggio (Momento negativo max):

Calcestruzzo Rck	45
Acciaio $f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	391.3
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	31
Armatura Estradosso	1Φ18/12.5" ( $A_s=20.36$ cm <sup>2</sup> /m)
Copriferro armatura superiore (cm)	4.00
Armatura Intradosso	1Φ18/12.5" ( $A_s=20.36$ cm <sup>2</sup> /m)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento agente (kNm)	-65.76
Taglio (kN)	161.61



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

Verifica a taglio nella sezione in asse trave (appoggio centrale):

$V_{Sd}$	<b>161.61</b>	kN
$N_{Sd}$	0.00	kN
$R_{ck}$	45.00	$N/mm^2$
$f_{ck}$	37.35	$N/mm^2$
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd}$	21.17	$N/mm^2$
$f_{yd}$	391.30	$N/mm^2$
$b_w$	1000	mm
$h$	310	mm
$d$	259	mm
$\phi$	18	mm
$n^\circ$	8	
$A_{sl}$	2035	$mm^2$
$\rho_l$	0.008	
$\sigma_{cP}$	0.000	$N/mm^2$
$k$	1.879	
$v$	0.551	
$V_{Rdc,min}$	180.10	kN
$V_{Rdc}$	142.66	kN
$V_{Rd}$	<b>180.10</b>	kN

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è inferiore al taglio ultimo:  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

### 2.6.2.7 Verifiche di resistenza SLE

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

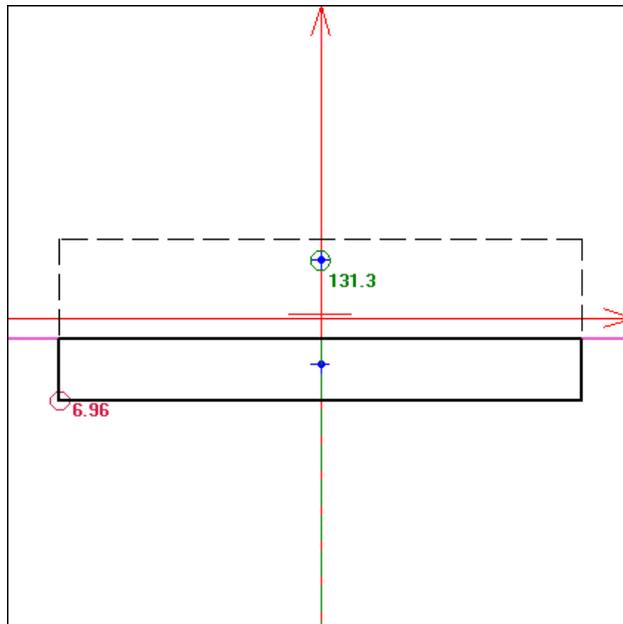
$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \max} = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot 45 = 22,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \max} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

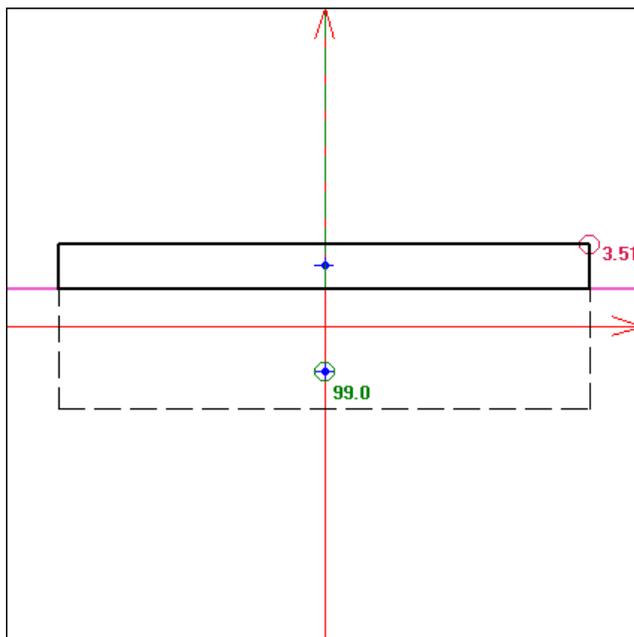
#### 1) Sezione sbalzo sx:



$$M_{s, SLE} = -113,4 \text{ kN}$$
$$\sigma_{c, \max} = 6,96 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_{s, \max} = 131,3 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

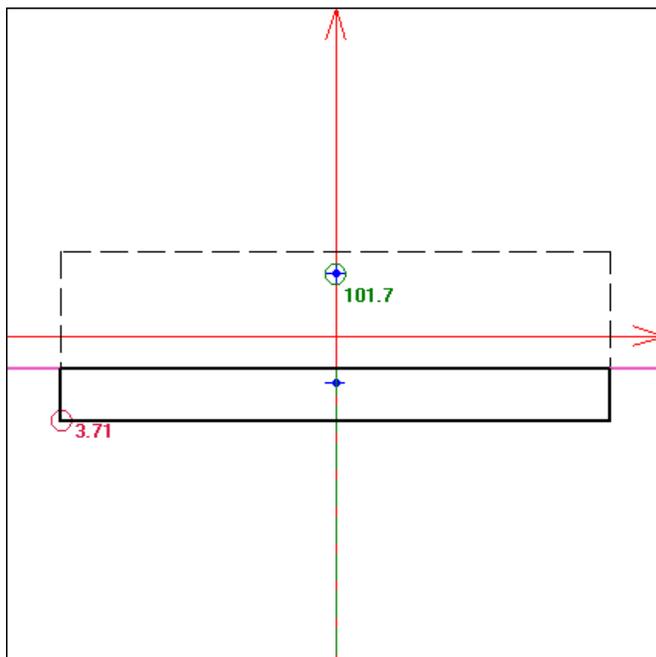
## 2) Sezione campata:



$$M_{s,SLE} = 42.10 \text{ kN}$$
$$\sigma_{c, \max} = 3.51 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_{s, \max} = 99.0 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

## 3) Sezione in appoggio:



$$M_{s,SLE} = -48.18 \text{ kN}$$
$$\sigma_{c, \max} = 3.71 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_{s, \max} = 101.7 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

### 2.6.3 Verifiche in direzione longitudinale

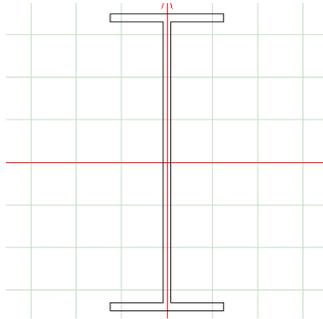
Le verifiche della soletta in direzione longitudinale sarebbero già svolte nel paragrafo 2.2, in cui è stato indagato in dettaglio il comportamento delle sezioni miste acciaio-calcestruzzo dell'impalcato. In realtà, in questo caso e a favore di sicurezza, nella verifica della sezione non si era considerata la presenza di armatura nella soletta.

Si è assunto un'armatura longitudinale  $\phi 12/30\text{cm}$ .

## 2.7 Traversi

### 2.7.1 Caratteristiche geometriche

La sezione degli elementi è composta per saldatura e presenta le seguenti dimensioni:



Altezza tot trave in acciaio	650 mm
Ala superiore	250x15
Anima	15x620
Ala inferiore	250x15
Momento inerzia flessionale	105410 cm <sup>4</sup>
Momento inerzia torsionale	126.0 cm <sup>4</sup>
Modulo resistente elastico	3243.0 cm <sup>3</sup>
Interasse traversi	5.46 m

### 2.7.2 Sollecitazioni di progetto

Il momento flettente nella sezione di mezzeria del traverso dovuto ad un carico  $p$  nastriforme (distribuito lungo una linea) viene calcolato con la distribuzione di Massonet:

$$M = \frac{4 \cdot p \cdot b \cdot i}{\pi} \left[ \mu(9) \sin \frac{\pi x}{2a} + \frac{\mu(39)}{3} \sin \frac{3\pi x}{2a} + \frac{\mu(59)}{5} \sin \frac{5\pi x}{2a} \right]$$

dove:  $b$  = la semi-larghezza della piastra ortotropa equivalente (12.00/2 = 6.00 m)  
 $i$  = l'interasse traversi (5.46 m)  
 $\mu$  = i coefficienti calcolati per l'eccentricità del carico  
 $x$  = la distanza del traverso dall'appoggio  
 $a$  = la semi-luce dell'impalcato ( $L/2 = 16.35/2 = 8.18$  m)

Tutti i traversi hanno le medesime caratteristiche geometriche quindi si procederà alla verifica del solo traverso di mezzeria in quanto è quello maggiormente sollecitato. Non si considera la collaborazione con la soletta superiore.

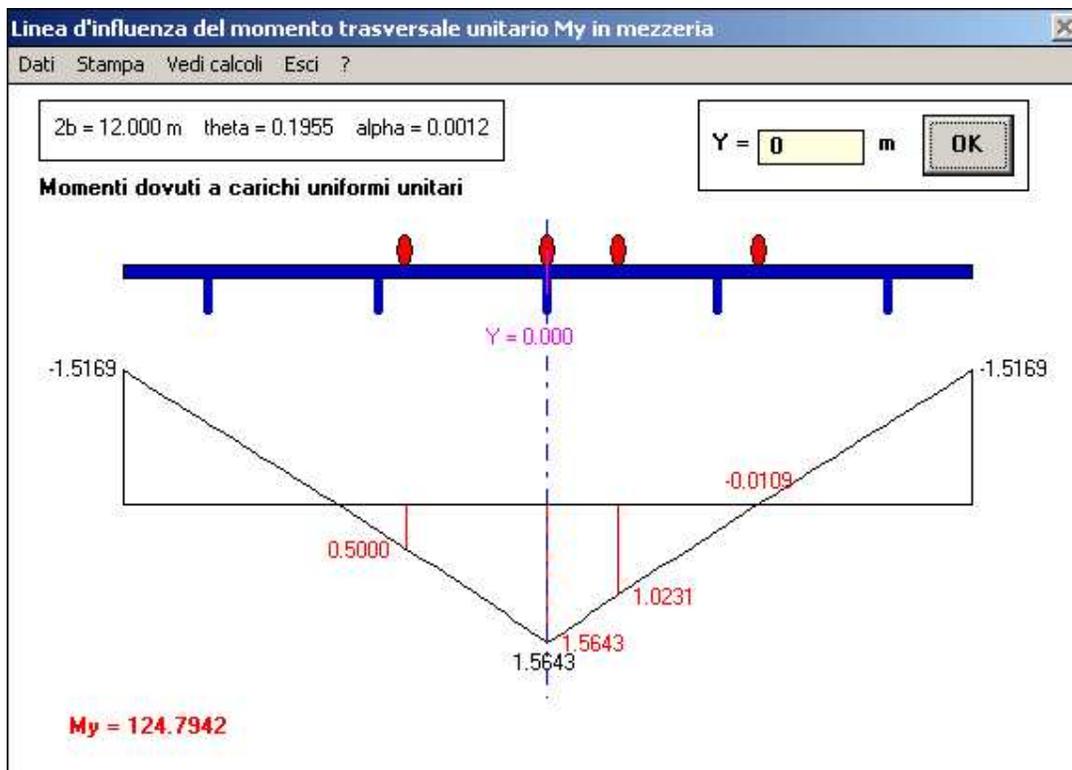
#### Massimo momento positivo

Si ottiene disponendo verso l'asse centrale dell'impalcato la colonna di carico più pesante affiancata dalla corsia numero 2 del primo schema di carico proposto dalle NTC 2008:

Corsia 1:  $M_{1col} = 3174.71$  kN che equivale ad un carico distribuito pari a:  
 $q_{equ,1col} = 8 \cdot M/l^2 = 95.00$  kN/m : 2 = 47.50 kN/m

Corsia 2:  $M_{2col} = 1765.61$  kN che equivale ad un carico distribuito pari a:  
 $q_{equ,2col} = 8 \cdot M/l^2 = 52.84$  kN/m : 2 = 26.42 kN/m

Si considera sia la corsia 1 presa singolarmente sia entrambe le corsie affiancate.

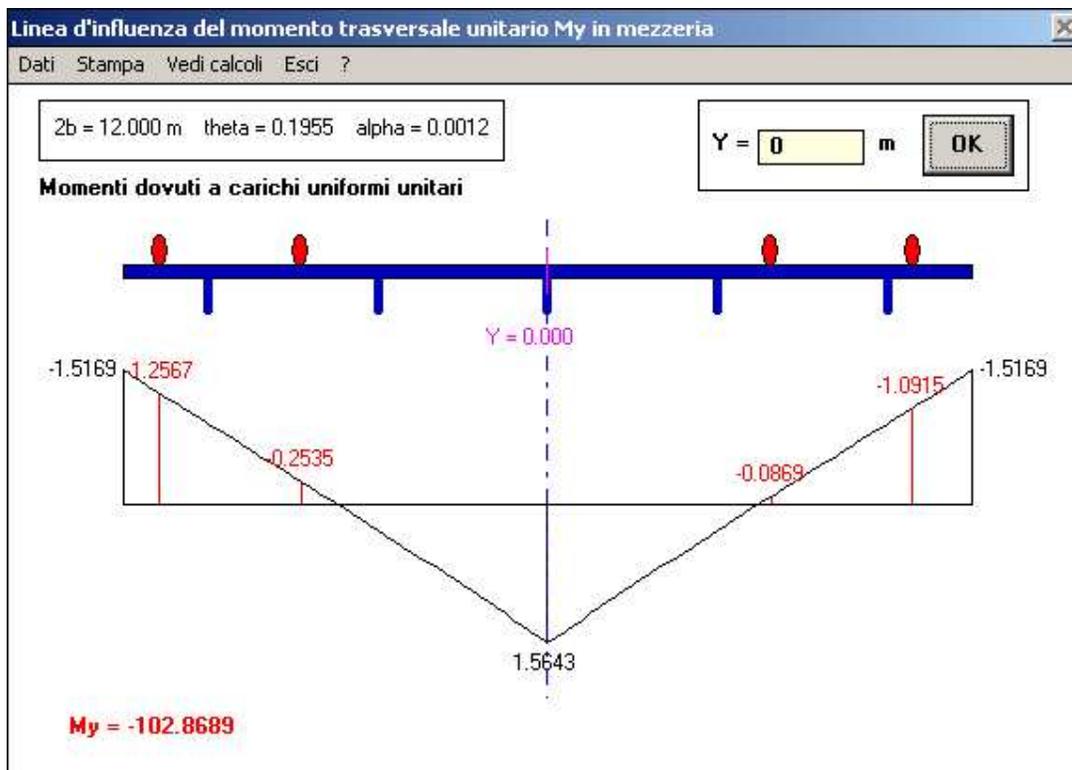


Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = 124.80 \cdot 5.46 = 681.41 \text{ kNm}$$

Massimo momento negativo

Si ottiene disponendo ai bordi dell'impalcato le due colonne di carico considerate in precedenza per il calcolo del massimo momento positivo (corsia numero 1 e numero 2).



Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:  
**M = -102.87 · 5.46 = - 561.67 kNm**

### 2.7.3 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza si esegue con il metodo elastico (§ 4.3.4.2.1 NTC):

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

$$M_{Sd} = 1.35 \cdot 681.41 = 919.9 \text{ kNm}$$

Verifica di resistenza allo stato limite ultimo:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3243 \cdot 355}{1.05} = 1096 \text{ kNm} > M_{Sd}$$

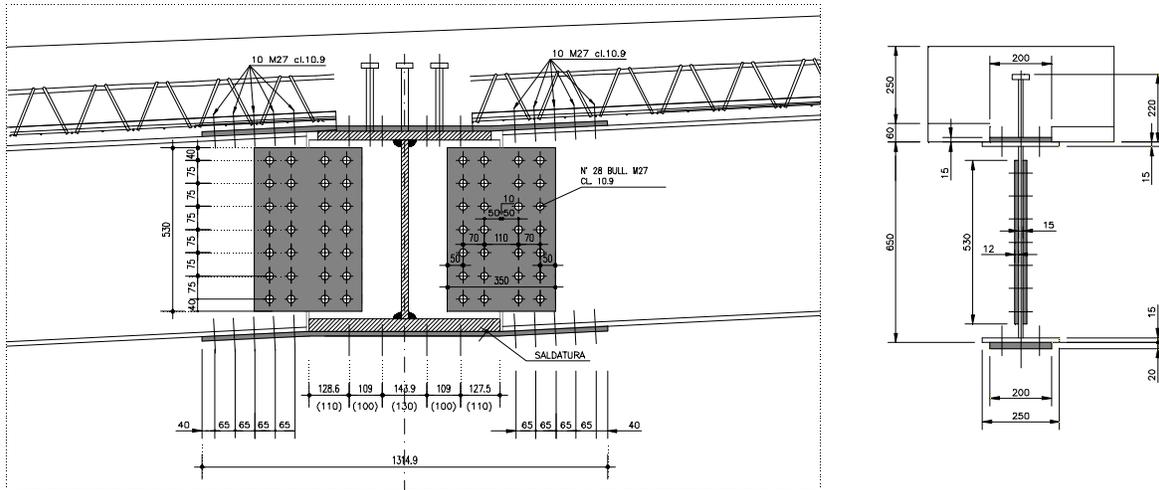
Tensione massima nell'acciaio:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Sd}}{W_{el}} = \frac{919.9 \cdot 10^6}{3243 \cdot 10^3} = 283 \text{ N/mm}^2 < f_{yk}/1.05 = 338.0 \text{ N/mm}^2$$

### 2.7.4 Verifica del giunto trave – traverso

I giunti sono calcolati a ripristino della sezione, considerando i bulloni con un comportamento ad attrito (“precaricati” secondo la nomenclatura delle NTC2008); per il ripristino della sezione si considera che le ali sopportino la totalità degli sforzi normali dovuti alle azioni assiali e flessionali e che l’anima sopporti la totalità dei tagli.

Il calcolo viene effettuato determinando i massimi sforzi normali ed i tagli sopportabili rispettivamente dalle ali e dall’anima e determina il minimo numero di bulloni necessari a trasmettere tale sforzo.



#### Caratteristiche geometriche della sezione del traverso - acciaio S355

	Lunghezza (mm)	Spessore (mm)
Piattabanda superiore	250	15
Anima	590	15
Piattabanda inferiore	250	15
Piatti di collegamento anima	530	12

#### Caratteristiche dei bulloni di collegamento

Classe bullone	10.9	
Diametro $\phi$	27 mm	
Diametro foro $\phi_0$	28.5 mm	NTC §4.2.8.1
Coefficiente attrito unione $\mu$	0.3	
Forza di precarico di un bullone $F_{p,cd}$	$0.7 f_{tb} A_{res}$	321.3 kN
Resistenza allo scorrimento $F_{s,Rd}$	$n \mu F_{p,cd} / \gamma_{M3}$	154 kN

Verifica prescrizioni geometriche del giunto		
Valori di normativa	Valori assunti	Verifica
$e_1 \geq 1.2 \phi = 3.3 \text{ cm}$	4.0 cm	Ok
$e_2 \geq 1.2 \phi = 3.3 \text{ cm}$	5.0 cm	Ok
$p_1 \geq 2.2 \phi = 5.9 \text{ cm}$	7.5 cm	Ok
$p_2 \geq 2.4 \phi = 6.5 \text{ cm}$	7.0 cm	Ok

Verifica collegamento dell'anima		
Numero bulloni sull'anima $n$	14	
Taglio massimo trasmissibile dall'anima:		
$V_{c,Rd} = A_v f_{yk}/(\gamma_{M0} \sqrt{3})$	$15 \times 620 \times 355 / (1.05 \times \sqrt{3})$	1815 kN
Taglio massimo trasmesso da un bullone:		
$V_{Sd} = V_{c,Rd}/n$	1815 kN/14	130 kN
<b>Verifica ad attrito del bullone:</b>	$V_{Sd} \leq F_{s,Rd}$	<b>Ok</b>
Resistenza a rifollamento dell'unione:		
$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} \phi t / \gamma_{M2}$	$1.739 \times 0.468 \times 510 \times 27 \times 15 / 1.25$	134 kN
$n F_{b,Rd}$	14 x 134 kN	1876 kN
<b>Verifica al rifollamento dell'unione:</b>	$V_{c,Rd} \leq n F_{b,Rd}$	<b>Ok</b>

Verifica collegamento delle ali		
Numero bulloni sull'ala $n$	10	
Forza massima trasmissibile dalla piattabanda:		
$N_{c,Rd} = A_v f_{yk}/\gamma_{M0}$	$15 \times 250 \times 355 / 1.05$	1267 kN
Forza massima trasmessa da un bullone:		
$N_{Sd} = N_{c,Rd}/n$	1267 kN/10	127 kN
<b>Verifica ad attrito del bullone:</b>	$N_{Sd} \leq F_{s,Rd}$	<b>Ok</b>
Resistenza a rifollamento dell'unione:		
$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} \phi t / \gamma_{M2}$	$2.50 \times 0.468 \times 510 \times 27 \times 15 / 1.25$	193 kN
$n F_{b,Rd}$	10 x 193 kN	1930 kN
<b>Verifica al rifollamento dell'unione:</b>	$N_{c,Rd} \leq n F_{b,Rd}$	<b>Ok</b>

NB: non è necessario verificare al rifollamento le lamiere esterne poiché il loro spessore è maggiore o uguale alla metà di quello delle lamiere interne:

- anima: sp coprigiunto = 12 mm >  $t/2 = 15\text{mm}/2 = 7.5\text{mm}$
- ala: sp coprigiunto = 15 mm >  $t/2 = 15\text{mm}/2 = 7.5\text{mm}$

## 2.8 Verifica dei giunti bullonati

Il collegamento fra i controventi ed il resto della struttura è realizzato mediante giunti bullonati composti da n°3 bulloni M24, classe 10.9, con comportamento a taglio.

La resistenza di calcolo a taglio di tali bulloni sarà pari a

$$F_{v, Rde} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \cdot 1000 \cdot 353 / 1.25 = 141.20 \text{ kN}$$

La resistenza a rifollamento della piastra di giunto è invece pari a

$$F_{b, Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2.5 \cdot 0.784 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 20 / 1.25 = 383.85 \text{ kN}$$

essendo  $\alpha = e_1 / (3 \cdot d_0) = 60 / (3 \cdot 25.5) = 0.784$  e  $k = 2.5$ .

La resistenza complessiva del giunto sarà quindi pari a

$$F_{rd} = n \cdot F_{v, Rde} = 3 \cdot 141.20 = 423.60 \text{ kN}$$

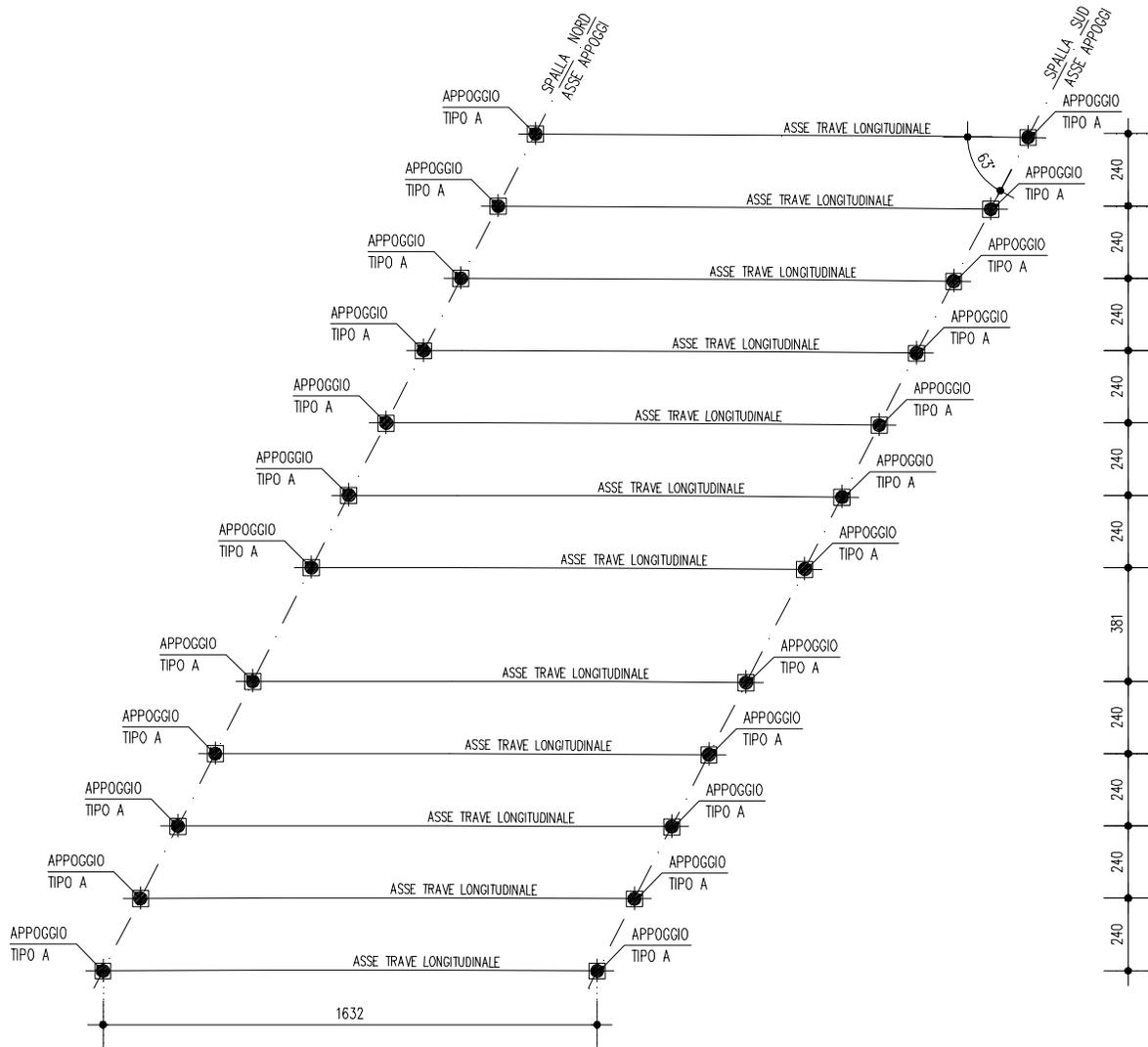
Il coefficiente di sicurezza rispetto alla maggiore azione rilevata sarà quindi pari a

$$F.S. = F_{rd} / F_{ed} = 423.60 / 43.13 = 9.82$$

### 3. RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI

#### 3.1 Caratteristiche degli apparecchi di appoggio

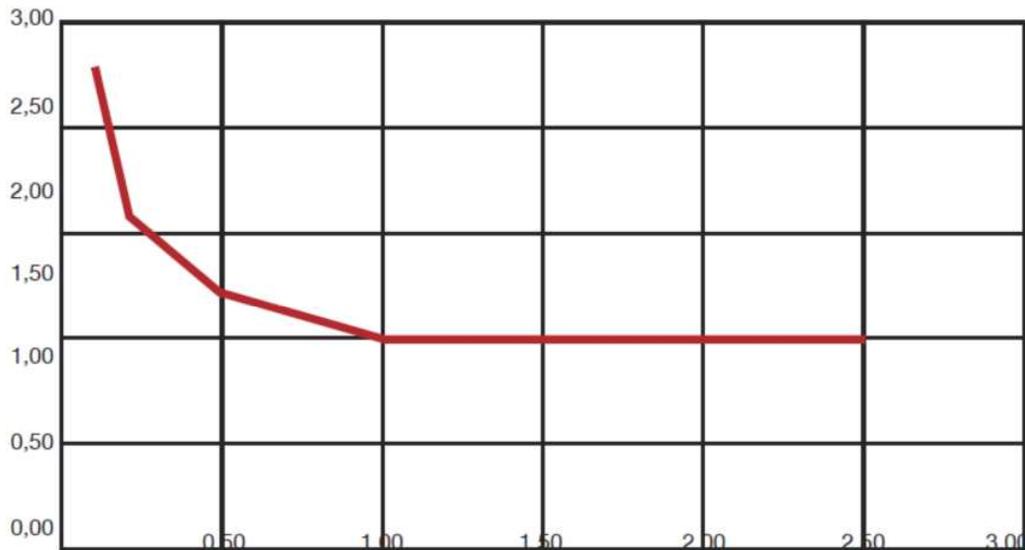
Per l'opera in progetto si prevede il seguente schema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elastomerici ad alta dissipazione con caratteristiche riportate di seguito:



**Schema degli appoggi**

Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

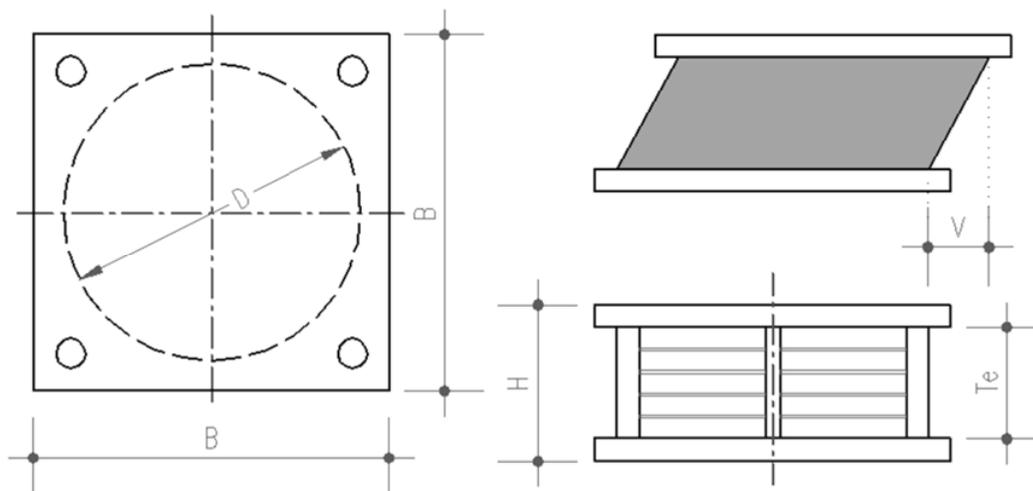
Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole <i>Rubber compound physical-mechanical characteristic</i>		Mescola / Compound			
		Normale nd <i>/ Normal nd</i>	Morbida / <i>Soft</i>	Normale / <i>Normal</i>	Dura / <i>Hard</i>
Durezza / <i>Hardness</i>	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / <i>Tensile strength</i>	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / <i>Tensile strain</i>	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / <i>G Modulus</i>	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del sob elastomero / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / <i>Corresponding Isolator</i>		LRN	LRS / HDS	HDN	HDH



TAN GAMMA

**Variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio G<sub>dyn</sub> in funzione della deformazione di taglio  $\gamma$ .**

Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo **HDN D350 B400**, che ha le seguenti dimensioni:



Carico max verticale (SLU)	Spostamento orizzontale max	Rigidezza orizzontale	Dimensioni			
			D (mm)	B (mm)	H (mm)	Te (mm)
Fmax (kN)	V(kN)	Kr (kN/mm)	D (mm)	B (mm)	H (mm)	Te (mm)
1500	210	0.73	350	400	217	105

ed il seguente tipo di mescola:

Durezza gomma	Resistenza a rottura	Allungamento a rottura	Modulo G (scorr 100%)	Smorzamento viscoso equivalente
Shore A3	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	%
60 ± 3	20	600	0.8	10

### 3.2 Azioni sugli appoggi

Si effettua il dimensionamento per gli appoggi della via nord.

N. travi	n = 5
Luce di calcolo	L = 16.35m
Retrotrave	R = 1.10m
Larghezza impalcato	B = 13.75m

### 3.2.1 Carichi statici e sisma verticale

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE	$\gamma_{SLU}$	SLU	$\gamma_{Sism}$	SISMA
Peso proprio struttura ( $G_1$ )	79.71 kN	1.35	107.61 kN	1.0	79.71 kN
Peso proprio soletta ( $G_1$ )	205.91 kN	1.35	278.00 kN	1.0	205.91 kN
Carichi permanenti ( $G_2$ )	123.60 kN	1.50	163.98 kN	1.0	123.60 kN
Carichi mobili (Q)	569.74 kN	1.35	769.15 kN	0	0.00 kN
<b>TOTALE</b>	<b>978.98 kN</b>		<b>1340.16 kN</b>		<b>409.22 kN</b>

Si osserva che:  $V_{SLU} = 1340.16 \text{ kN} < V_{max} = 1500 \text{ kN}$  e  $V_{SISM} = 409.22 \text{ kN} < V_{max} = 700 \text{ kN}$ .

### 3.2.2 Sisma orizzontale

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative vigenti.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti ( $\gamma$  può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.10 = 10\%$$

Avremo quindi:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0.816$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{sis} = 100\% \Rightarrow G_{100\%} = 0.8 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidezze degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidezza del singolo appoggio} = 0.73 \text{ kN/mm}$$

$$K = \text{rigidezza totale degli appoggi} = K_i \cdot 2 \cdot 5 = 7.30 \text{ kN/mm}$$

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce di calcolo	Massa
Peso proprio struttura ( $G_1$ )	41.25 kN/m	18.55 m	765.19 kN
Peso proprio soletta ( $G_1$ )	106.56 kN/m	18.55 m	1976.70 kN
Carichi permanenti ( $G_2$ )	63.97 kN/m	18.55 m	1186.64 kN
<b>TOTALE</b>	<b>211.78 kN/m</b>		<b>3928.53 kN</b>

da cui il carico sismico vale:

$$M = 211.78 * (1.10+16.35+1.10) = 3928.52 \text{ kN}$$

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{M/K} = \mathbf{1.45 \text{ s}}$$

Di seguito si riporta lo spettro per lo stato limite ultimo SLV, per il calcolo delle sollecitazioni che l'impalcato trasmette alle sottostrutture attraverso gli appoggi, e lo spettro per lo stato limite ultimo SLC per il calcolo dello spostamento massimo ed il dimensionamento del dispositivo d'appoggio.

**Parametri e spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV:**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.260 g
$F_o$	2.406
$T_c$	0.287 s
$S_s$	1.000
$C_c$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.225

**Parametri dipendenti**

$S$	1.000
$\eta$	0.816
$T_B$	0.096 s
$T_c$	0.287 s
$T_D$	2.639 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.260
$T_B$ ←	0.096	0.510
$T_c$ ←	0.287	0.510
	0.399	0.367
	0.511	0.286
	0.623	0.235
	0.735	0.199
	0.847	0.173
	0.959	0.153
	1.071	0.137
	1.183	0.124
	1.295	0.113
	1.407	0.104
	1.519	0.096
	1.631	0.090
	1.743	0.084
	1.855	0.079
	1.967	0.074
	2.079	0.070
	2.191	0.067
	2.303	0.064
	2.415	0.061
	2.527	0.058
$T_D$ ←	2.639	0.055
	2.703	0.053
	2.768	0.052
	2.833	0.052
	2.898	0.052
	2.963	0.052
	3.028	0.052
	3.092	0.052
	3.157	0.052
	3.222	0.052
	3.287	0.052
	3.352	0.052
	3.417	0.052
	3.481	0.052
	3.546	0.052
	3.611	0.052
	3.676	0.052
	3.741	0.052
	3.806	0.052
	3.870	0.052
	3.935	0.052
	4.000	0.052

**Parametri e spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLC:**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLC
$a_g$	0.286 g
$F_c$	2.381
$T_c$	0.290 s
$S_s$	1.000
$C_c$	1.000
$S_r$	1.000
$q$	1.225

**Parametri dipendenti**

$S$	1.000
$\eta$	0.816
$T_B$	0.097 s
$T_C$	0.290 s
$T_D$	2.744 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.286
$T_B$	0.097	0.556
$T_C$	0.290	0.556
	0.407	0.396
	0.524	0.308
	0.640	0.252
	0.757	0.213
	0.874	0.184
	0.991	0.163
	1.108	0.145
	1.225	0.132
	1.342	0.120
	1.459	0.111
	1.576	0.102
	1.692	0.095
	1.809	0.089
	1.926	0.084
	2.043	0.079
	2.160	0.075
	2.277	0.071
	2.394	0.067
	2.511	0.064
	2.627	0.061
$T_D$	2.744	0.059
	2.804	0.057
	2.864	0.057
	2.924	0.057
	2.983	0.057
	3.043	0.057
	3.103	0.057
	3.163	0.057
	3.223	0.057
	3.282	0.057
	3.342	0.057
	3.402	0.057
	3.462	0.057
	3.522	0.057
	3.581	0.057
	3.641	0.057
	3.701	0.057
	3.761	0.057
	3.821	0.057
	3.880	0.057
	3.940	0.057
	4.000	0.057

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione:

$$S_e (\text{SLC}) = 0.113 \text{ g}$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e = 3928.52 \text{ kN} \cdot 0.113 = 443.92 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sis}, i} = \text{forza sismica sul singolo appoggio} = 443.92 / (2 \cdot 5) = 44.40 \text{ kN}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = 44.40/0.73 = 60.81 \text{ mm}$$

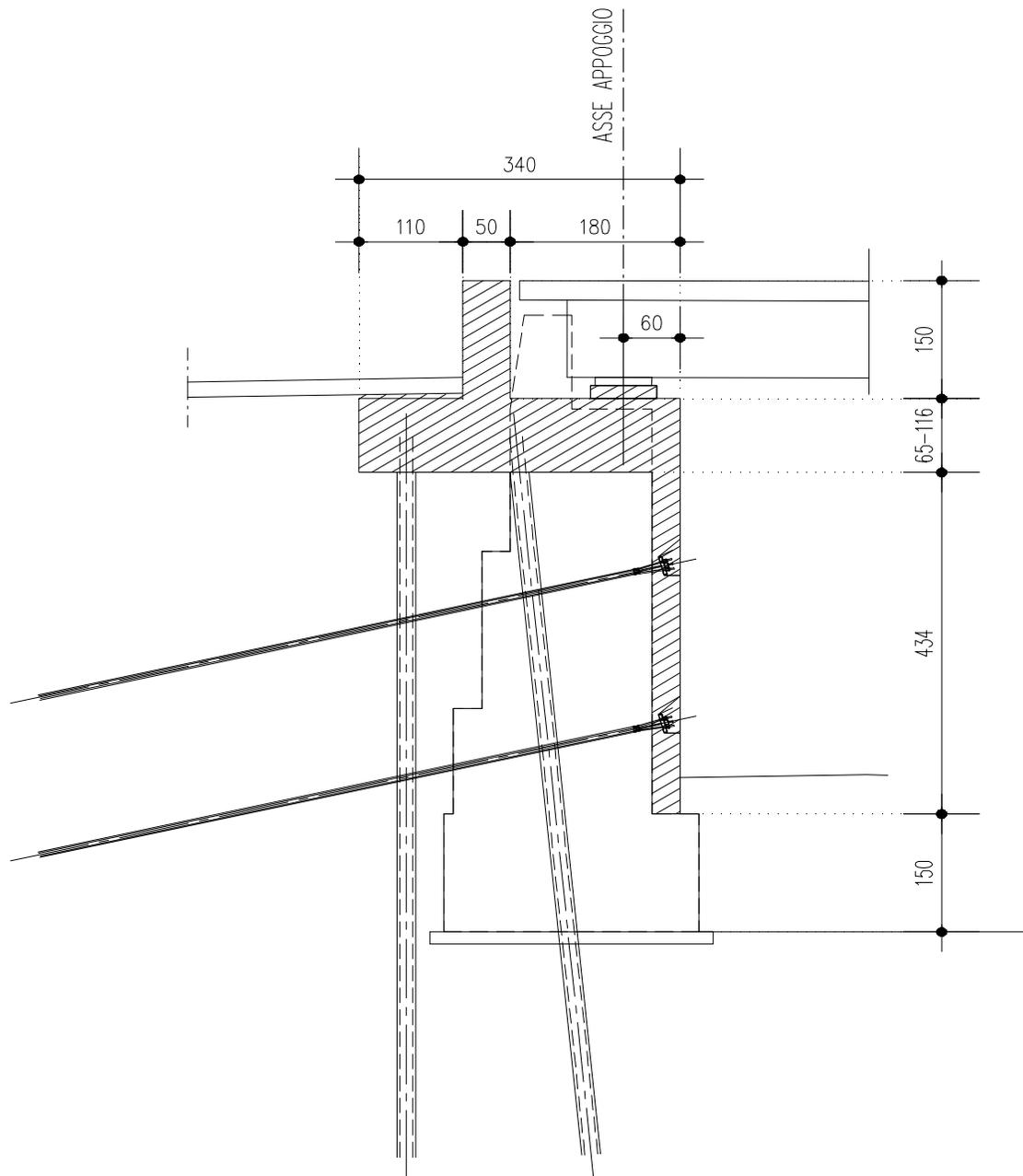
$$\gamma_{\text{sis}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = 60.81/105 = 0.58 = 58\%$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

#### 4. VERIFICA DELLE SPALLE – CONSOLIDAMENTO FUSTO ESISTENTE

Le verifiche delle spalle sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

Per quanto riguarda la valutazione delle sollecitazioni, non si è tenuto conto del peso della spalla esistente e si è considerato, a favore di sicurezza, il coefficiente di spinta a riposo  $k_r$ .



#### 4.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti				e" (m)
Carpenteria metallica	$78.5 \times 0.0486 =$	3.82	kN/m	
Soletta	$25 \times 0.31 \times 2.40 =$	18.60	kN/m	
Pavimentazione	$22 \times 0.12 \times 2.40 =$	6.34	kN/m	
Cordoli e sicurvia	$(18.38 + 10.70) \text{kN} / 13.75 \times 2.40 =$	5.08	kN/m	
Totale		33.83	kN/m	0.6
Carichi accidentali				
Carichi mobili DM 2008	$(798.71 + 446.63 + 253.97) \text{kN} / 15.30 =$	97.99	kN/m	0.6
Peso spalla nuova				
Paraghiaia	$25 \text{kN/m}^3 \times 1.50 \times 0.50 \times 1.00 =$	18.75	kN	2.05
Fondazione paraghiaia	$25 \text{kN/m}^3 \times 3.40 \times 1.00 \times 1.00 =$	85.00	kN/m	1.70
Totale		103.75	kN/m	1.76
Peso terreno su fondazione	$19 \text{kN/m}^3 \times 1.50 \times 1.10 \times 1.00 =$	31.35	kN/m	2.85
Sovraccarico	$20 \text{kN/m}^2 \times (0.50 + 1.10) \times 1.00 =$	32.00	kN	2.60
Frenata				
Forza totale	$0.6 \times 2 \times 300 \text{kN} + 0.1 \times 9 \text{kN/m}^2 \times 3 \times 19.11 =$	411.60	kN	
Forza in direzione $\perp$ spalla	$411.60 / 2 \times \text{sen}(63^\circ) / 15.30 =$	11.98	kN/m	2.62
Vento				
Pressione del vento		2.50	kN/m <sup>2</sup>	
Forza totale	$2.50 \text{kN/m}^2 \times (0.65 + 0.31 + 0.35 + 5.50) \times 16.35 / 2 =$	139.18	kN	
Forza in direzione $\perp$ spalla	$139.18 \text{kN} \times \text{cos}(63^\circ) / 15.30 =$	4.13	kN/m	4.51
Spinta del terreno e del sovraccarico (solo su elevazione spalla nuova)				
Peso specifico del terreno		19	kN/m <sup>3</sup>	
Angolo attrito del terreno		35	°	
Sovraccarico sul rilevato		20	kN/m <sup>2</sup>	
Coefficiente spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi =$	0.426		
Spinta terreno	$0.5 \times 19 \text{kN/m}^3 \times 0.426 \times (1.50 + 1.00)^2 \times 1.00 =$	25.29	kN	0.83
Spinta del sovraccarico	$20 \text{kN/m}^2 \times 0.426 \times (1.50 + 1.00) \times 1.00 =$	21.30	kN	1.25

**NOTA** : e" = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della spalla nuova

**NB**: Poiché l'inserimento dei micropali (così come i tiranti) altera il regime di spinta, in particolare riduce gli spostamenti relativi muro-terreno con la possibilità di non raggiungere lo stato limite attivo, a favore di sicurezza si utilizza il coefficiente di spinta a riposo  $k_r$ .

## 4.2 Verifica della fondazione

### 4.2.1 Carichi sui pali

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali.

	H (kN/m)	N (kN/m)	e" (m)	M" (kNm/m)	P <sub>⊥</sub> (kN)	P <sub>/</sub> (kN)
paraghiaia		18.8	-0.25	-4.69	5.5	13.3
fondazione		85.0	-0.60	-51.0	0.0	85.3
terreno		31.4	0.55	17.2	30.0	1.3
peso del sovraccarico vert.		32.0	0.30	9.6	24.0	8.0
spinta del terreno orizz.	25.3		-0.83	-21.1	-17.6	17.6
spinta del sovraccarico orizz.	21.3		-1.25	-26.6	-22.2	22.3
SENZA IMPALCATO	46.6	167.1	-0.46	-76.5	19.8	147.9
peso impalcato		115.2	-1.70	-195.9	-105.6	221.7
ΔT, fluage, ritiro	0.0			0.0	0.0	0.0
PONTE SCARICO	46.6	282.3	-0.96	-272.4	-85.9	369.6
carichi mobili (MAX N)		98.0	-1.70	-166.6	-89.8	188.5
frenata	15.3		-2.62	-40.0	-33.4	33.5
PONTE CARICO CON FRENATA TIII	61.9	380.3	-1.26	-479.1	-209.1	591.6

e", M" riferiti alla mezzeria dei pali di fondazione ;  $P = N \pm M"/1.2$

CARICHI SUI PALI [kN]				
	N - Comb A1		N - Comb A2	
	P <sub>⊥</sub>	P <sub>/</sub>	P <sub>⊥</sub>	P <sub>/</sub>
SENZA IMPALCATO	28.82	207.06	24.05	162.68
PONTE SCARICO	-113.77	506.33	-81.57	384.36
PONTE CARICO CON FRENATA	-285.08	<b>811.10</b>	-241.72	<b>673.00</b>

Sollecitazioni minori di zero sono da considerarsi di trazione.

#### 4.2.2 Verifica di portanza dei pali

##### Caratteristiche del palo:

Diametro perforazione:	$D_p = 240$ mm	( $\alpha = 1.2$ )
Lunghezza del palo:	$L = 14.0$ m	
Lunghezza tratto "portante":	$L_Q = 9.0$ m	
Tipologia palo:	IRS - Iniezione ripetuta (Tubfix)	
Carico massimo in testa al palo:	$Q = 0$ kN	
Peso proprio del palo:	$G = 23$ kN	

##### Stratigrafia e caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione:

Strato	Quote stratigrafiche		Spessore strato (m)	Spessore coll. $\Delta z$ (m)	Res. lat. s (kN/m <sup>2</sup> )	As (m <sup>2</sup> )	$\Delta Q_s$ (kN)
	$z_i$ (m)	$z_f$ (m)					
1	0.0	20.0	20.0	9.0	250	8.14	2 036

#### Verifica secondo l'Approccio 1 del D.M. 14/01/2008

##### Combinazione 1 (A1+M1+R1):

Carico sollecitante di calcolo:	$Q_{Sd} = 811.1$ kN	
Resistenza laterale caratteristica:	$Q_{sk} = 2\,036$ kN	
Resistenza di base caratteristica:	$Q_{bk} = 0$ kN	
Coeff. parziale della resistenza laterale:	$\gamma_{Rs} = 1.00$	
Coeff. parziale della resistenza di base:	$\gamma_{Rb} = 1.00$	
Fattore di correlazione:	$\xi = 1.70$	
Resistenza totale di calcolo:	$Q_{Rd} = 1198$ kN	$\geq 811$ kN

##### Combinazione 2 (A2+M1+R2):

Carico sollecitante di calcolo:	$Q_{Sd} = 673$ kN	
Resistenza laterale caratteristica:	$Q_{sk} = 2\,036$ kN	
Resistenza di base caratteristica:	$Q_{bk} = 0$ kN	
Coeff. parziale della resistenza laterale:	$\gamma_{Rs} = 1.45$	
Coeff. parziale della resistenza di base:	$\gamma_{Rb} = 1.70$	
Fattore di correlazione:	$\xi = 1.70$	
Resistenza totale di calcolo:	$Q_{Rd} = 826$ kN	$\geq 673$ kN

### CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ): 3.56 (N/mm<sup>2</sup>)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$   $\eta = Pk / N$  (consigliato  $\eta > 10$ )

$Pk = 9678.51$  (MN)  $\eta = 12.14$

### VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$
$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.653$  (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 50.66$  (kN m)

### VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

*Tensioni nel singolo micropalo*

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = T/A_{taglio}$$

$\sigma_{max} = 223.97$  (N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{min} = -63.05$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau = 13.36$  (N/mm<sup>2</sup>)

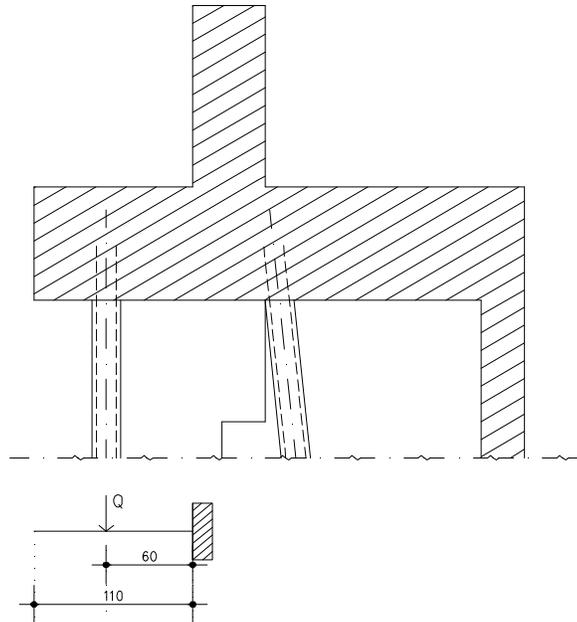
$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 225.16$  (N/mm<sup>2</sup>) **verifica soddisfatta**

### 4.2.3 Verifica del plinto

Si esegue la verifica dello sbalzo della fondazione per la lunghezza di un metro (2 micropali).

#### Sbalzo anteriore



$$M = -285.08 \times 0.60 = 171.05 \text{ kNm/m}$$

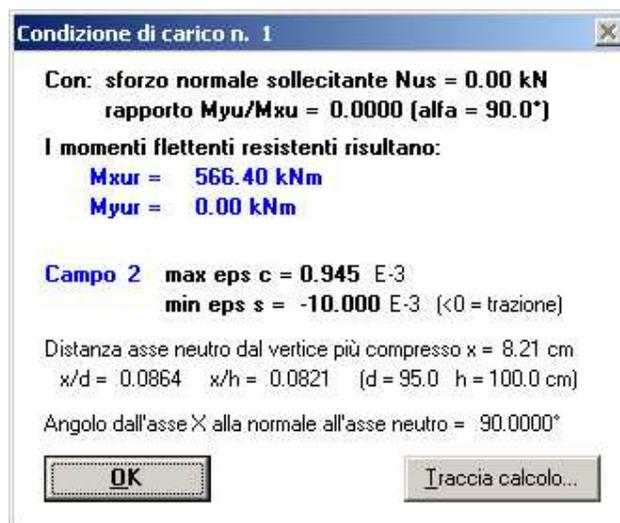
$$\text{con: } b = 100 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm, } d = 95 \text{ cm, } A_s = (5\phi 20)/\text{m} = 15.71 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

risulta:



La verifica risulta soddisfatta poiché  $M_{sd} < M_{Rd}$ .

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

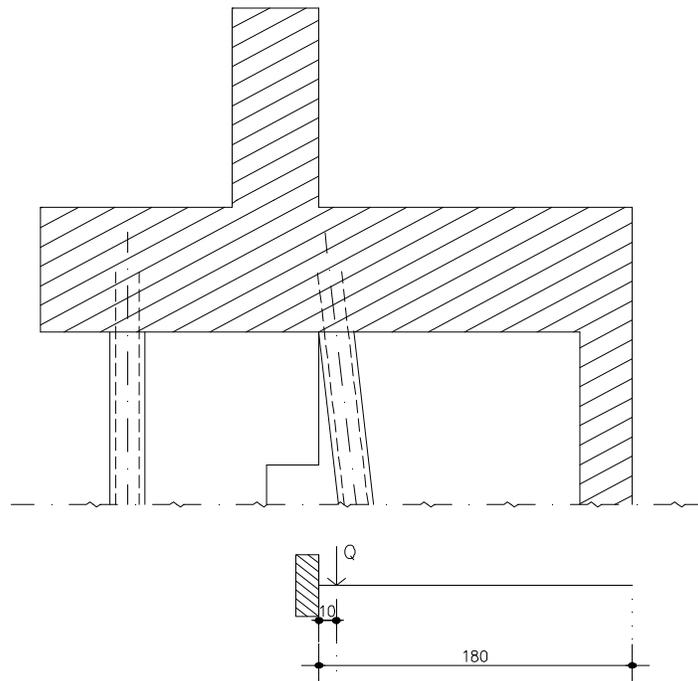
$$V_{sd} = 285.08 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio; in particolare si prevedono staffe  $\phi 12$  a 6 braccia al metro con passo 20 cm:

$V_{Sd}$	<b>285.08 kN</b>
$R_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
$h$	1000 mm
$d$	950 mm
$b_w$	1000 mm
$A_{sl}$	1570 mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cP}$	0 N/mm <sup>2</sup>
$A_{sT}$	678.24 mm <sup>2</sup>
$s$	200 mm
$k$	1.46
$v$	0.31
$ctg\theta$	1
$V_{Rd,cls}$	292.35 kN
$V_{Rd,ta-tra}$	1133.70 kN
$V_{Rd,ta-compr}$	3016.01 kN
<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1133.70 kN</b>

La verifica risulta soddisfatta poiché  $V_{Sd} < V_{Rd}$ .

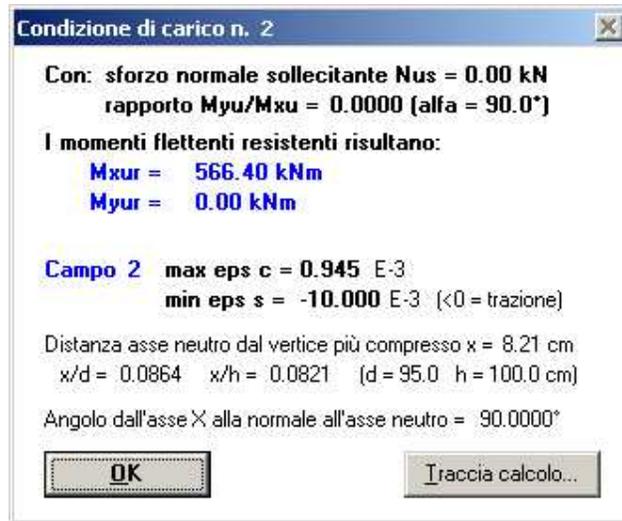
#### Sbalzo posteriore



$$M = 811 \cdot 10 \cdot 0.10 = 81.11 \text{ kNm/m}$$

con:  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 95 \text{ cm}$ ,  $A_s = (5\phi 20)/\text{m} = 15.71 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $n=15$ )

risulta:



La verifica risulta soddisfatta poiché  $M_{Sd} < M_{Rd}$ .

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$V_{Sd} = 811.10 \text{ kN/m}$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio; in particolare si prevedono staffe  $\phi 12$  a 6 braccia al metro con passo 20 cm:

$V_{Sd}$	<b>811.1 kN</b>
$R_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
$h$	1000 mm
$d$	950 mm
$b_w$	1000 mm
$A_{sl}$	1570 mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cP}$	0 N/mm <sup>2</sup>
$A_{sT}$	678.24 mm <sup>2</sup>
$s$	200 mm
$k$	1.46
$v$	0.31
$ctg\theta$	1
$V_{Rd,cls}$	292.35 kN
$V_{Rd,ta-tra}$	1133.70 kN
$V_{Rd,ta-compr}$	3016.01 kN
<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1133.70 kN</b>

La verifica risulta soddisfatta poiché  $V_{Sd} < V_{Rd}$ .

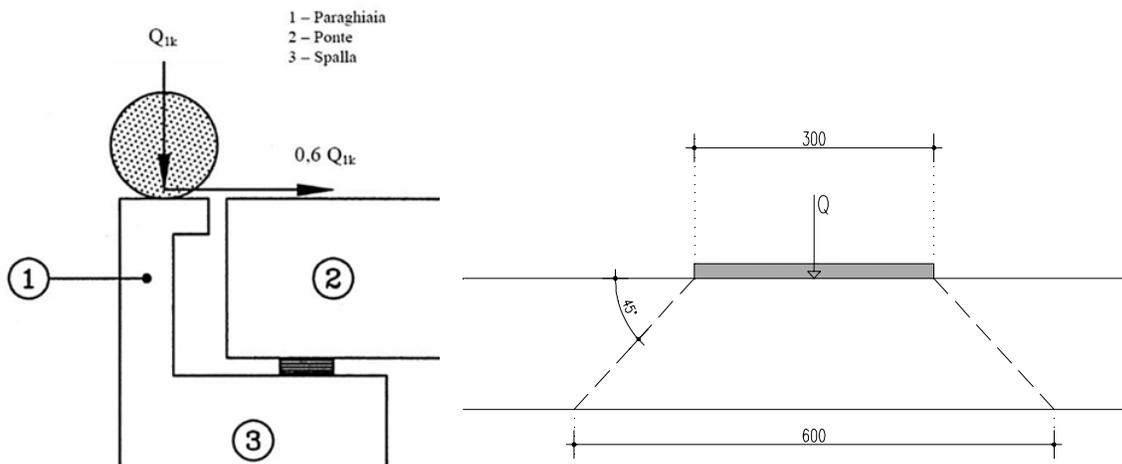
### 4.3 Verifica del paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato che secondo quanto prescritto nelle "Istruzioni al DM 2008" §C5.1.3.3.7.1-2.

Sul paraghiaia agiscono le seguenti forze:

Peso proprio paraghiaia	$25\text{kN/m}^3 \times 0.5 \times (1.50) =$	18.75	kN/m	
Coeff. spinta a riposo:	$1 - \sin(35^\circ) =$	0.426		
Spinta terreno:	$0.5 \times 19\text{kN/m}^3 \times 0.426 \times (1.50)^2 =$	9.10	kN/m	$e = 1.5/3 = 0.5\text{m}$
Spinta del sovraccarico:	$20\text{kN/m}^2 \times 0.426 \times (1.50) =$	12.80	kN/m	$e = 1.5/2 = 0.75\text{m}$
$M_{\text{max,SLU}}$	$1.5 \times 9.10 \times 0.5 + 1.5 \times 12.80 \times 0.75 =$	21.23	kNm/m	

Per quanto riguarda i carichi da traffico, si considera un'azione longitudinale di frenamento, applicata alla testa del paraghiaia, pari a 180 kN ( $0.6 \times Q_{1k}$ ) concomitante con un carico verticale di 300 kN, secondo quanto previsto dal p.to C5.1.3.3.7.2. Queste azioni, considerate distribuite sulla larghezza di ingombro convenzionale della colonna di carico (3.00 m), sono state ripartite a 45° sull'altezza del paraghiaia.



Carichi da traffico su muri paraghiaia

Risulta quindi:

$$l_{\text{RIP}} = 3.00 + 1.50 \times 2 = 6.00 \text{ m}$$

$$V_{\text{sd}} = 180\text{kN} / 6.00\text{m} = 30 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{sd}} = 180\text{kN} / 6.00\text{m} \times 1.50\text{m} = 45 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\text{sd}} = 300\text{kN} / 6.00\text{m} = 50 \text{ kN/m}$$

#### 4.3.1 Verifiche agli SLU

##### Verifica a flessione

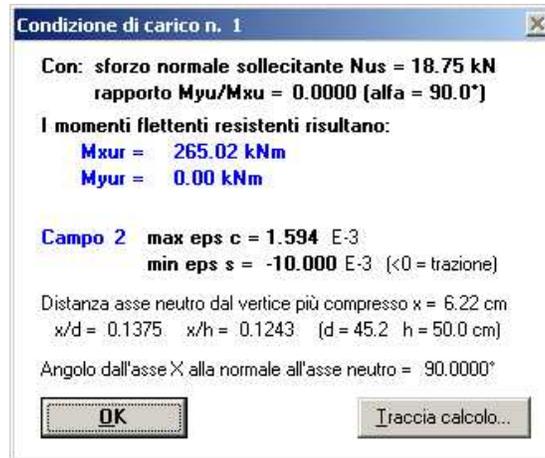
$$N_{\text{Sd,min}} = 1.0 \times 18.75 = 18.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd,max} = 21.23 + 1.5 \times 45 = 88.73 \text{ kNm/m}$$

Si verifica l'armatura del paraghiaia con:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	1Φ20/20	= 15.70
Copriferro c (cm)	4.80	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	1Φ20/20	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.80	

Si ottiene:



La verifica risulta soddisfatta poiché  $M_{Sd} < M_{Rd}$ .

#### Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times (9.10 + 12.80 + 30) = 77.85 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio:

$V_{Sd}$	<b>77.85 kN</b>
Rck	30 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
h	500 mm
d	450 mm
$b_w$	1000 mm
Asl	1570 mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cP}$	0 N/mm <sup>2</sup>
AsT	0 mm <sup>2</sup>
s	0 mm
k	1.67
v	0.38
ctgθ	1
$V_{Rd,cls}$	185.01 kN

La verifica risulta soddisfatta poiché  $V_{Sd} < V_{Rd}$ .

### 4.3.2 Verifiche agli SLE

#### Verifica tensionale

$$N_{\min} = 18.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 9.10 \times 0.5 + 12.80 \times 0.75 + 45 = 59.15 \text{ kNm/m}$$

Le tensioni corrispondenti alle sollecitazioni calcolate sono:

$$\sigma_c = 2,61 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 0,83 \times 35 = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 92.6 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

dove per la verifica della tensione nel calcestruzzo è stato adottato il limite più restrittivo corrispondente alla combinazione quasi permanente, a favore di sicurezza.

#### Verifica di fessurazione

Come previsto al §4.1.2.2 della C.M. 2/2/2009, la verifica di fessurazione è stata condotta per via indiretta adottando come limite di apertura delle fessure quello corrispondente a condizioni ambientali ordinarie, armatura poco sensibile [tab 4.1.IV – NTC]:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione		ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure		ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione		ap. fessure	$\leq w_1$

Per la combinazione frequente si ha:  $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ .

Il limite di tensione nell'acciaio teso è dato da:

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0.4 \text{ mm}$	$w_2 = 0.3 \text{ mm}$	$w_1 = 0.2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Interpolando, per  $\phi = 20 \text{ mm}$  si ha  $\sigma_{s,\max} = 182 \text{ MPa}$ .

Per lo stato tensionale precedentemente calcolato si ha:

$$\sigma_s = 92.6 \text{ MPa} < \sigma_{s,\max}$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 4.4 Verifica dei tiranti a supporto della spalla esistente

Nel progetto si è previsto di inserire un doppio ordine di tiranti nella spalla esistente. Poiché non è possibile effettuare alcuna verifica di tali strutture, non conoscendone le relative armature, si è stabilito di utilizzare opportuni tiranti di ancoraggio che siano in grado di assorbire da soli le sollecitazioni orizzontali, in particolare quelle sismiche.

La massima sollecitazione orizzontale di progetto agente su un tirante vale: 235 kN (comb. sismica).

Si assumono tiranti permanenti, in quanto la loro vita utile sarà superiore a 2 anni.

Si assume come lunghezza minima della fondazione del tirante la più grande fra quelle che soddisfano le seguenti verifiche:

- aderenza malta-terreno (che definisce la lunghezza di fondazione)
- aderenza malta-corrugato
- aderenza malta-acciaio.

Inoltre, secondo la norma UNI EN 1537/2002, per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con adeguato margine di sicurezza deve verificarsi che la trazione nel tirante  $N_{SLU}$  durante la vita prevista per la struttura rimanga inferiore al limite  $N_{SLU} \leq 0.65 P_{tk}$ , dove  $P_{tk}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura (in questo caso trefoli).

#### DATI DI INPUT:

Terreno:	ghiaia		
Tirante tipo:	3 trefoli da 0.6"		
Diametro trefolo:	$d_{tre} =$	13.3	(mm)
Numero trefoli:	$n =$	3	
Area singolo trefolo $A_t$ :		140	(mm <sup>2</sup> )
Area complessiva dell'acciaio ( $A = n \cdot A_t$ ):		420	(mm <sup>2</sup> )
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	$Deq =$	23.12	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio ( $f_{ptk}$ )		1860	(Mpa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ( $f_{p(1)k}$ )		1670	(Mpa)
Adesione malta-acciaio e malta-corrugato:	$\tau_{cls} =$	1.66	(Mpa)

$$n = 1 \rightarrow \xi_3 = \xi_3 = 1.80$$

Aderenza Malta -Terreno		$L = Nt / (Ds \cdot \pi \cdot s_d)$	
D (cm) Diametro della perforazione =		140	(mm)
$\alpha$ (-) Coeff. moltiplicativo =		1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ( $Ds = \alpha \cdot D$ ) =		168	(mm)
$s_{k, med}$ (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =		0.31	(Mpa)
$s_{k, min}$ (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =		0.26	(Mpa)
$s_d$ (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =		0.12	(Mpa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$			
	L1 =	3.70	(m)

Aderenza Malta - Corrugato		$L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$	
Dcorr Diametro del corrugato =		80	(mm)
	L2 =	0.56	(m)

**Aderenza Acciaio - Malta**  $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

$d = n \cdot d_{tre}$  : 39.9

$\gamma$  coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma =$  2

Tabella 1 - Valori di  $\gamma$  per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	$\gamma$
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

$\delta$  = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta =$  0.81

Tabella 2 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
$\delta$	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
$\delta$	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
$\delta$	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$L3 =$  0.70 (m)

### L lunghezza della fondazione (bulbo)

$$L = \max(L1, L2, L3) = 3.70 \quad (\text{m})$$

### Verifica a trazione dell'armatura

$$N_k = N_G + N_Q = 235 \quad (\text{kN})$$

$$\text{UNI EN 1537} \quad N_k \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 507.78 \quad (\text{kN})$$

Verifica soddisfatta.

#### 4.4.1 Verifica gerarchia delle resistenze

Dalle NTC §6.6.2 si legge:

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

#### Calcolo resistenza caratteristica a sfilamento di ciascun tirante:

Lunghezza ancoraggio adottata L	=	7.00 m
diametro di perforazione $\phi_{\text{perf}}$	=	240 mm
tensione ultima di adesione malta-terreno $\tau_{sk}$	=	0.12 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza allo sfilamento $R_{\text{sfilam}}$	=	$(\pi \phi_{\text{perf}} L) \tau_{sk} = 633.4 \text{ kN}$

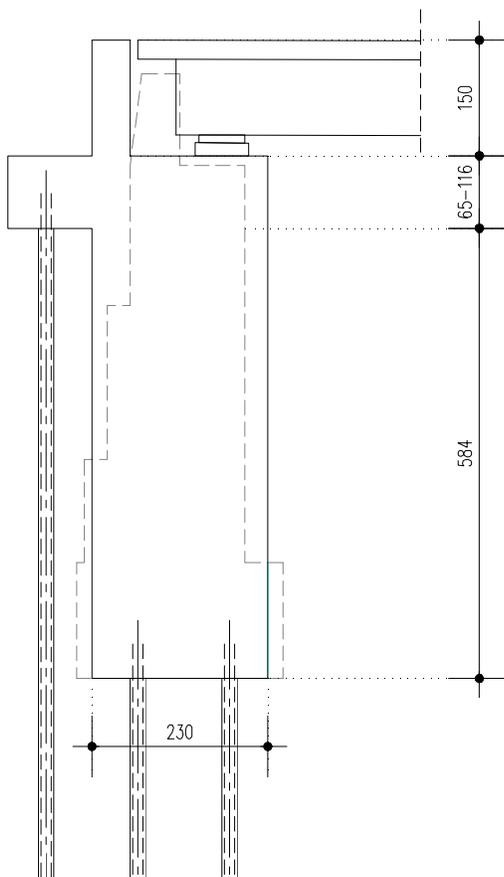
#### Calcolo resistenza caratteristica a snervamento di ciascun tirante:

numero trefoli n	=	3
res caratteristica a trazione di un trefolo $R_{tk}$	=	$A_t f_{ptk} = 140\text{mm}^2 \times 1860\text{N/mm}^2 = 260 \text{ kN}$
coeff parziali per tiranti permanenti	=	1.2
Resistenza allo snervamento $R_{\text{snerv}}$	=	$n R_{tk} / \gamma = 3 \times 260 / 1.2 = 650 \text{ kN}$

$R_{\text{sfilam}} < R_{\text{snerv}} \rightarrow$  La gerarchia delle resistenze è soddisfatta.

## 5. VERIFICA DELLE SPALLE – FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE

Per consentire l'allargamento degli impalcati si prevede la realizzazione alle estremità delle spalle esistenti, di nuove porzioni di spalle in c.a su pali. con la seguente geometria:



### 5.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti				e'' (m)
Carpenteria metallica	$78.5 \times 0.0486 \times 5 =$	19.08	kN/m	
Soletta	$25 \times 0.31 \times 2.40 \times 13.75 =$	106.56	kN/m	
Pavimentazione	$22 \times 0.12 \times 2.40 \times 13.75 =$	36.30	kN/m	
Cordoli e sicurvia	$25 \times (1.2 \times 0.35 + 0.9 \times 0.3) + 7.60 + 1.20 + 1.90 =$	29.08	kN/m	
Totale		191.01	kN/m	0.6
<b>Carichi accidentali</b>				
Senza frenata - Comb TII	$(798.71 + 446.63 + 253.97) \text{ kN} / 15.30 =$	97.99	kN/m	0.6
Con frenata – Comb TIII	$(521.78 + 313.52 + 169.02) \text{ kN} / 15.30 =$	65.64	kN/m	0.6

<b>Peso spalla nuova</b>				
Paraghiaia	$25\text{kN/m}^3 \times 1.50 \times 0.50 \times 1.00 =$	18.75	kN	2.05
Fondazione paraghiaia	$25\text{ kN/m}^3 \times 3.40 \times 1.00 \times 1.00 =$	85.00	kN/m	1.70
Totale		103.75	kN/m	1.76
Peso terreno su fondazione	$19\text{ kN/m}^3 \times 1.50 \times 1.10 \times 1.00 =$	31.35	kN/m	2.85
Peso fusto nuovo	$25\text{ kN/m}^3 \times 5.85 \times 2.3 =$	336.38	kN/m	1.15
<b>Frenata</b>				
Forza totale	$0.6 \times 2 \times 300\text{kN} + 0.1 \times 9\text{kN/m}^2 \times 3 \times 19.11 =$	411.60	kN	
Forza in direzione $\perp$ spalla	$411.60 / 2 \times \text{sen}(63^\circ) / 15.30 =$	11.98	Kn/m	2.62
<b>Vento</b>				
Pressione del vento		2.50	$\text{kN/m}^2$	
Forza totale	$2.50\text{kN/m}^2 \times (0.65 + 0.31 + 0.35 + 5.50) \times 16.35 / 2 =$	139.18	kN	
Forza in direzione $\perp$ spalla	$108.52\text{kN} \times \text{cos}(63^\circ) / 15.30 =$	4.13	kN	4.51
<b>Spinta del terreno e del sovraccarico</b>				
Peso specifico del terreno		19	$\text{kN/m}^3$	
Angolo attrito del terreno		35	°	
Sovraccarico sul rilevato		20	$\text{kN/m}^2$	
Coefficiente spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi =$	0.426		
Spinta terreno	$0.5 \times 19\text{kN/m}^3 \times 0.426 \times (1.50 + 1.00 + 5.85)^2 \times 1.00 =$	282.17	kN	2.78
Spinta del sovraccarico	$20\text{kN/m}^2 \times 0.426 \times (1.50 + 1.00 + 5.85) \times 1.00 =$	71.14	kN	4.18

**NOTA** : e" = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della spalla nuova

**NB**: Poiché l'inserimento dei micropali (così come i tiranti) altera il regime di spinta, in particolare riduce gli spostamenti relativi muro-terreno con la possibilità di non raggiungere lo stato limite attivo, a favore di sicurezza si utilizza il coefficiente di spinta a riposo  $k_r$ .

## 5.2 Verifica del fusto nuovo

### 5.2.1 Carichi alla base

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del fusto nuovo:

	H (kN/m)	N (kN/m)	e" (m)	M" (kNm/m)
paraghiaia		18.8	0.90	16.88
fondazione paraghiaia		85.0	0.55	46.8
fusto nuovo		336.4	0.00	0.0
terreno		31.4	1.70	53.3
peso del sovraccarico vert.		32.0	1.45	46.4
spinta del terreno orizz.	282.2		-2.78	-785.4
spinta del sovraccarico orizz.	71.1		-4.18	-297.0
<b>SENZA IMPALCATO</b>	<b>353.3</b>	<b>503.5</b>	<b>-1.83</b>	<b>-919.1</b>
peso impalcato		113.6	-0.55	-62.5
$\Delta T$ , fluage, ritiro	-1.4		-7.10	10.0
<b>PONTE SCARICO</b>	<b>351.9</b>	<b>617.0</b>	<b>-1.57</b>	<b>-971.5</b>
carichi mobili (MAX N) TII-UII		98.0	-0.55	-53.9
carichi mobili (MAX N) TIII-UIII		65.6	-0.55	-36.1
frenata	12.0		-8.47	-101.5
<b>PONTE CARICO SENZA FRENATA TII</b>	<b>351.9</b>	<b>715.0</b>	<b>-1.43</b>	<b>-1025.4</b>
<b>PONTE CARICO CON FRENATA TIII</b>	<b>363.9</b>	<b>682.7</b>	<b>-1.6</b>	<b>-1109.1</b>

e", M" riferiti alla mezzeria della sezione di base del fusto nuovo;

Si esegue la verifica dell'armatura verticale con:

$$b = 230 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 221 \text{ cm}, A_s = 1\phi 22/20 \text{ cm} = 19.01 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.20 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

#### Verifica a flessione

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta:

	$N_{sd,min}$	$M_{sd,max}$	$M_{Rd}$
SLU UI - PONTE SCARICO	617.04	-1460.46	1911.68
SLU UII - PONTE CARICO	715.04	-1509.20	2028.51
SLU UIII - PONTE CARICO CON FRENATA	682.68	-1533.22	1990.01

La verifica risulta soddisfatta per tutte le combinazioni di carico, poiché  $M_{sd} < M_{Rd}$ .

#### Verifica a taglio

Il taglio massimo sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:  $V_{sd} = 546.25 \text{ kN}$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$V_{Sd}$	546.7 kN
$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
$h$	2300 mm
$d$	2210 mm
$b_w$	1000 mm
$A_{sl}$	1570 mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cP}$	0 N/mm <sup>2</sup>
$A_{ST}$	0 mm <sup>2</sup>
$s$	0 mm
$k$	1.30
$v$	0.30
$ctg\theta$	1
$V_{Rd,cls}$	661.24 kN

La verifica risulta soddisfatta poiché  $V_{Sd} < V_{Rd}$ .

### 5.2.2 Carichi sui pali

Nella Tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del fusto nuovo ed i carichi sui pali.

	H	N	e"	M"	$P_1=P_3$	$P_2$
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kN)	(kN)
paraghiaia		18.8	0.35	6.56	9.0	6.3
fondazione paraghiaia		85.0	0.00	0.0	28.3	28.3
fusto nuovo		336.4	-0.55	-185.0	35.0	112.1
terreno		31.4	1.15	36.1	25.5	10.5
peso del sovraccarico vert.		32.0	0.90	28.8	22.7	10.7
spinta del terreno orizz.	282.2		-2.78	-785.4	-327.2	0.0
spinta del sovraccarico orizz.	71.1		-4.18	-297.0	-123.8	0.0
SENZA IMPALCATO	353.3	503.5	-2.38	-1196.0	-330.5	167.8
peso impalcato		113.6	-1.10	-124.9	-14.2	37.9
$\Delta T$ , fluage, ritiro	-1.4		-7.10	10.0	4.2	0.0
PONTE SCARICO	351.9	617.0	-2.12	-1310.9	-340.5	205.7
carichi mobili (MAX N) TII-UII		98.0	-1.10	-107.8	-12.2	32.7
carichi mobili (MAX N) TIII-UIII		65.6	-1.10	-72.2	-8.2	21.9
frenata	12.0		-8.47	-101.5	-42.3	0.0
PONTE CARICO SENZA FRENATA TII	351.9	715.0	-1.98	-1418.7	-352.8	238.3
PONTE CARICO CON FRENATA TIII	363.9	682.7	-2.2	-1484.6	-391.0	227.6

e", M" riferiti alla mezzeria dei pali di fondazione ;  $P_1 = P_3 = N/3 \pm M''/2.4$ ;  $P_2 = N/3$

CARICHI SUI PALI [kN]				
	N - Comb A1		N - Comb A2	
	$P_1 = P_3$	$P_2$	$P_1 = P_3$	$P_2$
SENZA IMPALCATO	-506.60	229.73	-451.35	174.16
PONTE CARICO SENZA FRENATA	-537.30	324.93	-477.31	254.48
PONTE CARICO CON FRENATA	-595.29	<b>310.37</b>	-527.04	<b>240.46</b>

Sollecitazioni minori di zero sono da considerarsi di trazione.

I pali previsti sono dello stesso tipo di quelli calcolati al paragrafo 4.2.2, quindi risultano verificati.

### **5.3 Verifica della connessione tra spalla nuova e spalla esistente**

Prudenzialmente si verifica che le armature di connessione tra la spalla esistente ed il suo prolungamento siano in grado di assorbire tutta la forza di scorrimento dovuta ai carichi verticali.

Si dispongono connettori  $\phi 12$  in fori  $\phi 16$  mm di profondità 20 cm come riportato nelle tavole di progetto, ancorati mediante resina epossidica bicomponente (tipo Hilti HIT-RE 500), in grado di resistere a:

$$N_{SOLL} = 715.0 \text{ kN}$$

$$V_{RES} = 17.8 \times 54 = 961 \text{ kN} > 715.0 \text{ kN}$$

## 6. ANALISI SISMICA

### 6.1 Verifica delle spalle

Si esegue un'analisi pseudostatica, nella quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:  

$$F = (M g) \quad k = W k$$

dove M rappresenta la massa della spalla e k è il coefficiente sismico.  
 Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

Per lo SLV e con:

$a_g = 0,260 g$       accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  
 $S = 1,000$       categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1  
 $\beta_m = 1,00$       coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008)

si ottiene:       $k_h = 0,260, k_v = \pm 0,130$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante la spalla che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 L (1 + k_v) K_a$$

in cui H e L sono rispettivamente l'altezza e la lunghezza della spalla,  $\gamma$  è il peso specifico del terreno e  $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

con:  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v} = 0,299 \Rightarrow \theta = 16,6^\circ$

Si assume:

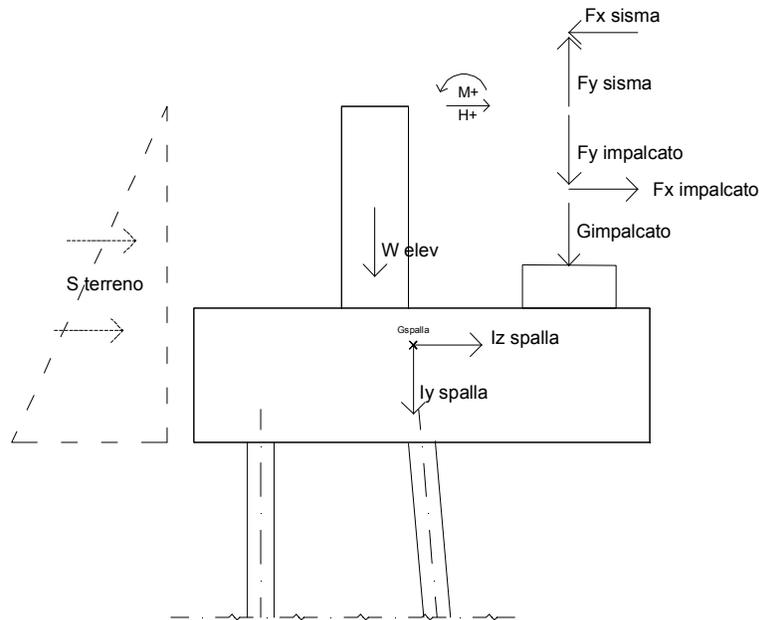
$\phi = 35^\circ$       angolo di resistenza a taglio del terreno  
 $\delta = 0^\circ$       angolo di attrito tra terreno e muro  
 $\psi = 90^\circ$       inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro  
 $\beta = 0^\circ$       inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno

e quindi:       $K_a = 0,568$

### 6.1.1 Analisi dei carichi

Nella figura seguente è illustrato lo schema dei carichi verticali ed orizzontali agenti sulla spalla durante il sisma, che sono:

- peso proprio della spalla;
- peso dell'impalcato;
- forze sismiche dovute all'impalcato;
- spinta del terreno (statica + dinamica);
- inerzia della spalla.



#### Carichi permanenti

peso impalcato	$G = (147.81+56.58) \times 16.35 / 2 = 1670.9 \text{ kN}$
peso elevazione	$G = 287 \text{ kN}$
peso plinto	$G = 1300.5 \text{ kN}$

#### Spinta del terreno

base elevazione	$0.568 \times (1+0.13) \times 19.0 \times (1.50)^2 / 2 = 13.72 \text{ kN/m}$ $S = 13.72 \times 15.30 / \text{sen}(63^\circ) = 235.60 \text{ kN}$
base fondazione	$0.568 \times (1+0.13) \times 19.0 \times (1.50+1.00)^2 / 2 = 38.11 \text{ kN/m}$ $S = 38.11 \times 15.30 / \text{sen}(63^\circ) = 654.41 \text{ kN}$

#### Dilatazioni termiche, fluage, ritiro

impalcato	$F_L = 3.29 \times 5 = 16.45 \text{ kN}$ $H_{\perp} = 16.45 \times \text{sen}(63^\circ) = 14.66 \text{ kN}$ $H_{//} = 16.45 \times \text{cos}(63^\circ) = 7.47 \text{ kN}$
-----------	--

### Sisma

- impalcato  $F_x = 1670.9 \times 0.26 = 435.0$  kN  
 $F_y = \pm 1670.9 \times 0.13 = \pm 218$  kN
- Spalla (elevazione)  $F_x = 0.26 \times 287 = 74.88$  kN  
 $F_y = \pm 0.13 \times 287 = \pm 37.44$  kN
- Spalla (per calcolo pali)  $F_x = 0.26 \times (287 + 1300.5) = 412.7$  kN  
 $F_y = \pm 0.13 \times (287 + 1300.5) = \pm 206.4$  kN
- sisma lungo X  $H_L = F_x \sin(63^\circ) + 0.3 F_z \cos(63^\circ)$   
 $H_{//} = F_x \cos(63^\circ) + 0.3 F_z \sin(63^\circ)$   
 $N = 0.3 F_y$
  - sisma lungo Y  $H_L = 0.3 F_x \sin(63^\circ) + 0.3 F_z \cos(63^\circ)$   
 $H_{//} = 0.3 F_x \cos(63^\circ) + 0.3 F_z \sin(63^\circ)$   
 $N = F_y$

### 6.1.2 Carichi sui pali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto per le varie condizioni di carico.

Per massimizzare il carico sui pali le azioni dovute a sisma sono state assunte con il segno specificato in figura.

	$H_L$ (kN/m)	$N$ (kN/m)	$e_H'$ (m)	$e_N'$	$M'$ (kNm/m)	$P_{\perp}$ (kN/m)	$P_{/}$ (kN/m)
paraghiaia		18.8		-0.25	-4.7	5.5	9.6
fondazione		85.0		-0.60	-51.0	0.0	85.3
terreno		31.4		0.55	17.2	30.0	1.3
spinta del terreno attiva max	38.1		-0.83		-31.8	-26.5	0.0
SENZA IMPALCATO	38.1	135.10			-70.2	9.0	126.5
peso impalcato	0.0	108.8		-1.70	-185.0	-99.7	209.3
TOTALE PESI CON SPINTE	38.1	243.9			-255.2	-90.7	335.9
Sisma lungo x - forze impalcato	-30.2	-4.4	2.02	1.70	-68.5	-59.3	55.1
Sisma lungo x - inerzia spalla	-27.7	-4.0	0.72	0.54	-22.1	-20.5	16.5
SISMA LUNGO X	-19.8	235.4			-345.9	-170.5	407.5
Sisma lungo y - forze impalcato	-11.9	-14.7	2.02	1.70	-49.0	-48.2	33.6
Sisma lungo y - inerzia spalla	-10.9	-13.5	0.72	0.54	-15.1	-19.3	5.9
SISMA LUNGO Y	15.4	215.7			-319.3	-158.2	375.3

Nota:  $e'$ ,  $M'$  sono riferiti alla mezzeria dei pali ( $O''$ );  $P = N \pm M'/1.2$

### 6.1.3 Verifica della portata dei pali

La verifica di portanza in fase sismica è automaticamente soddisfatta poiché il carico massimo sui pali è minore di quello risultante dalle combinazioni statiche (vd. *paragrafo 4.2.1*).

## 7. VERIFICA MURI DI RISVOLTO SPALLA NORD

### 7.1 Considerazioni geotecniche

Le opere in oggetto hanno le fondazioni che ricadono sul rilevato autostradale. Tale rilevato è costituito da materiali appartenenti ai gruppi A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub> della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006/1963, messi in opera a strati di uniforme spessore, non eccedente cm 50.

I rilevati per tutta la loro altezza presentano i requisiti di densità riferita alla densità massima secca AASHO modificata non inferiore al 90% negli strati inferiori ed al 95% in quello superiore (ultimi 30 cm). Inoltre per tale ultimo strato, che costituisce il piano di posa della fondazione stradale, si ha un modulo di compressibilità  $M_E$ , definito dalle Norme Svizzere (SNV 670317), il cui valore, misurato in condizioni di umidità prossima a quella di costipamento, al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso fra 0,15 e 0,25 N/mm<sup>2</sup>, non è inferiore a 50 N/mm<sup>2</sup>.

Tali caratteristiche portano ad assegnare al materiale di rilevato i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 19\div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35\div 37^\circ$
Coesione a lungo termine	$C = 0$
Coesione apparente a breve termine	$C' = 8\div 10 \text{ kPa}$

Tali valori risultano confermati sia dal comportamento delle varie opere realizzate nel corso degli anni lungo il tracciato sia dalle caratteristiche del materiale dei primi metri dei sondaggi geognostici realizzati per l'esecuzione di opere particolari.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni assunti in fase di verifica, in seguito ad approfondite analisi conseguenti ai sondaggi realizzati lungo l'asta autostradale, si è considerato prudenzialmente per il terreno spingente (terreno 1):

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 0^\circ$

e per il terreno di fondazione (terreno 2):

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 30^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 30^\circ$

### 7.2 Metodo di calcolo e normativa

Il calcolo, statico e dinamico, è stato effettuato secondo il metodo agli stati limite con l'ausilio del programma di calcolo automatico MAX versione 10.10 prodotto dalla Aztec Informatica srl (Casole Bruzio - CS).

I calcoli sono svolti secondo il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 02 febbraio 2009 n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno è stato eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite) secondo il metodo di Vesic;
- verifica della stabilità globale con il metodo di Bishop.
- calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software utilizzato per il calcolo ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli, effettuando un confronto con le verifiche svolte con altri software e con semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni, permettendo di considerare il software idoneo all'utilizzo.

### 7.3 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale

L'analisi strutturale e geotecnica dei muri è stata effettuata secondo l'approccio 1 considerando le combinazioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2) previste dal p.to 6.5.3 del D.M. 14/01/2008 con i coefficienti parziali per i parametri del terreno e per le azioni riportati nelle tabelle che seguono.

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO			
PARAMETRO		COEFFICIENTE	
			M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE AZIONI (S.L.U.)				
AZIONE	$\gamma$	EQU	A1	A2
Permanente sfavorevole	$\gamma_G$	0.9	1.0	1.0
Permanente favorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutt. sfavorevole	$\gamma_{G, ns}$	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutt. favorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	0.0	0.0	0.0
Variabile favorevole		1.5	1.5	1.3

Nelle verifiche di capacità portante, scorrimento e ribaltamento è stato assunto  $\gamma_R = 1.00$ ; per la verifica di stabilità globale  $\gamma_R = 1.10$  (tabella 6.5.I p.to 6.5.3.1.1 D.M. 14/01/2008).

Come prescritto dalla normativa di riferimento le azioni A1 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M1 e le azioni A2 saranno associate sempre alle caratteristiche del terreno di tipo M2; in particolare:

- per le verifiche strutturali è stata verificata la combinazione (A1+M1+R1);
- per la verifica a ribaltamento è stata verificata la combinazione (EQU+M2+R2);
- per la verifica a scorrimento è stata verificata la combinazione (A2+M2+R2);
- per la verifica di portanza sono state verificate entrambe le combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2), non potendo stabilire a priori la più gravosa.

Nelle verifiche riportate nei capitoli relativi ai singoli muri, per le condizioni (A1+M1+R1), (A2+M2+R2) e (EQU+M2+R2) sono state verificate le combinazioni:

- soli carichi permanenti in presenza di sisma;
- permanenti con urto, se presente;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione concorde all'urto;
- in caso di presenza di barriera antirumore, permanenti con vento in direzione contraria all'urto.

Nei paragrafi 8.3 e 9.3 sono riportate le combinazioni di carico analizzate e i relativi coefficienti di combinazione.

Si precisa che per il calcolo della spinta è stato applicato il metodo di Mononobe-Okabe che adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del

cuneo in direzione orizzontale e verticale. Si rimanda al paragrafo 7.5.5 per i dettagli sull'applicazione del metodo.

Per la verifica di stabilità globale è stato adottato il metodo di Bishop, che prevede un coefficiente di sicurezza espresso dalla seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{\text{esima}}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{\text{esima}}$ ,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La verifica a carico limite è stata condotta secondo la teoria di Vesic.

Per quanto riguarda l'analisi strutturale delle sezioni, sono state applicate le seguenti impostazioni:

#### Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali:

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

#### Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali: Aggressive  
Armatatura ad aderenza migliorata

#### Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature: Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circ. Min. 252 (15/10/1996)

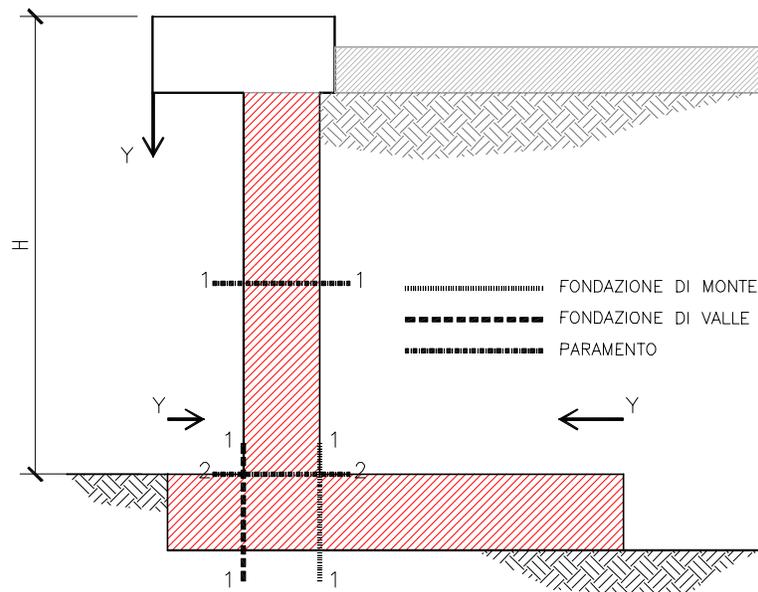
I risultati delle verifiche non sono riportati in relazione; in tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

#### Verifica delle tensioni

Combinazione di carico: Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$   
Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

In relazione sono riportate le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa. In particolare sono evidenziati i dettagli solo delle sezioni critiche indicate in figura (mezzeria e base del paramento e sezione di incastro degli sbalzi di fondazione di valle e di monte). Il programma in realtà effettua le verifiche in dieci sezioni per ogni elemento strutturale, che si tralasciano però per brevità.

Si precisa che il momento ultimo e lo sforzo assiale ultimo sono calcolati considerando un meccanismo di rottura ad eccentricità costante. Individuato nel dominio di resistenza lo stato di sollecitazione ( $M$ ,  $N$ ) della sezione nella combinazione di carico analizzata, le sollecitazioni ultime riportate in relazione ( $M_u$ ,  $N_u$ ) corrispondono all'intersezione con il dominio di resistenza della retta passante per l'origine e per il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione. Il fattore di sicurezza è uguale al rapporto tra la distanza dall'origine del punto che nel dominio di resistenza rappresenta lo stato ultimo e la distanza di quello che individua lo stato di sollecitazione.



Si precisa che il programma MAX non permette di considerare un numero non intero di armature a metro lineare. Sono stati considerati quindi tre ferri a metro di diametro sufficiente per soddisfare le verifiche delle sezioni; in realtà tutti elementi strutturali saranno armati con ferri dello stesso diametro previsto nel programma ma con passo 30 cm; l'armatura inserita effettivamente sarà quindi superiore a quella considerata nelle verifiche.



peso profilato HEM 180	0.889	kN/m
elementi di fissaggio (per h montante)	0.120	kN/m
pannello fonoassorbente	1.575	kN/m
pannello in c.a. h=1.00m circa	3.728	kN/m
piastra acciaio e rinforzi (per montante)	0.643	kN

### 7.5.2 Carichi variabili

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m<sup>2</sup>, rappresentante il carico veicolare transitante in prossimità del muro.

### 7.5.3 Azioni eccezionali: urto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo:  $f_y$  = tensione di snervamento  
 $W_{pl} = 2 S_x$  = modulo di resistenza plastico  
 $S_x$  = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento  $f_y$  da impiegare nel calcolo di  $M_{pl}$ , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a  $f_y$ , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con:  $f_m$  = valore medio  
 $s$  = scarto quadratico medio  
 $k$  = fattore funzione del numero  $n$  di risultati sperimentali; per  $n=\infty$   $k=1.64$   
(Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/08)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare  $f'_k$  a partire da  $f_k$  è necessario conoscere lo scarto quadratico medio  $s$ .

Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con  $p$ , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$
$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio  $f_m$  in funzione di  $f_k$ :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con  $k = 1.64$  ( $n=\infty$ ) e  $p = 0.08$  (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  si deve quindi considerare almeno:

valore medio	$f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$
frattile 0.95	$f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm<sup>2</sup>.

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico  $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$ , il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni  $i = 1.33 \text{ m}$ , il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/08 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

In caso di urto, oltre alla forza orizzontale come da normativa, si considera agente a 0.30 m dal bordo del cordolo una fila di ruote schematizzabile con un carico di:

$$P/L = 160/10.0 = 16 \text{ kN/m}$$

con: P = 160 kN (peso del mezzo)  
L = 10.0 m (lunghezza del mezzo)

#### 7.5.4 Vento

Il carico da vento è calcolato in accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (p.to 3.3 D.M. 14/1/2008 e C.M. 2/2/2009) e sarà utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sulle barriere antirumore.

Di seguito si stimerà una pressione del vento adeguata a tutto il tracciato autostradale dell'A22, valida per tutte le barriere fino ad una altezza montante di 5,50m e interasse massimo di 2,66m.

Dati generali di ingresso:

- Regione:

	Vref,o	ao	Ka
zona 1 = Regione Trentino Alto Adige, Veneto	25	1000	0.010
zona 2 = Emilia Romagna	25	750	0.015

- Periodo di Ritorno (Tr) = 500 anni, a cui corrisponde un coefficiente correttivo  $\alpha_R = 1.123$

- Classe di rugosità:

“ C “ Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...)

“ D “ Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)

- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità

	Rugosità	
	C	D
fino a 500 m (da Modena a Chiusa)	III	II
da 500 a 750 m (da Chiusa a Vipiteno)	IV	III
maggiore di 750 m (da Vipiteno al Brennero)	IV	IV

- Densità dell'aria 1.25 kg/m<sup>3</sup>

Risultati generali:

Si può dire che, note le regioni e le quote s.l.m. del tracciato autostradale si identificano due casistiche per il calcolo della velocità di riferimento del vento

da Modena fino a circa Colle Isarco (fino a 1000 m.slm) le quote “as”( altezza s.l.m) sono inferiori ad “a<sub>0</sub>”, in questo caso la velocità di riferimento V<sub>b</sub> sarà sempre la stessa:

$$V_b = V_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

da Colle Isarco al Brennero (1370 m.s.l.m.) le quote sono superiori ad "a<sub>0</sub>", in questo caso la velocità massima di riferimento è variabile, V<sub>b(a<sub>s</sub>)</sub> e sarà:

$$V_b = V_{b,0} + K_a \cdot (a_s - a_0) = 28.70 \text{ m/s (per } a_s = 1370 \text{ m)}$$

La velocità di riferimento sarà poi incrementata del coefficiente  $\alpha_R$  in funzione del tempo di ritorno (Tr) pari a 500 anni è pari a:

$$V_b (Tr=500\text{anni}) = V_b \cdot \alpha_R(Tr) \quad \text{dove} \quad \alpha_R(Tr) = 1.123$$

Dal passo del Brennero a Vipiteno si ha  $V_{b(Tr=500\text{anni})} = 28,70 \cdot 1,123 = 32,23 \text{ m/s (Cat. IV)}$

Negli altri casi, da Modena a Vipiteno, si ha  $V_{b(Tr=500\text{anni})} = 25.00 \cdot 1.123 = 28.08 \text{ m/s (Cat. II, III, IV)}$

- Coefficiente topografico C<sub>t</sub>: come prescritto dalla normativa di riferimento si assume pari a 1.0 (C<sub>t</sub>).

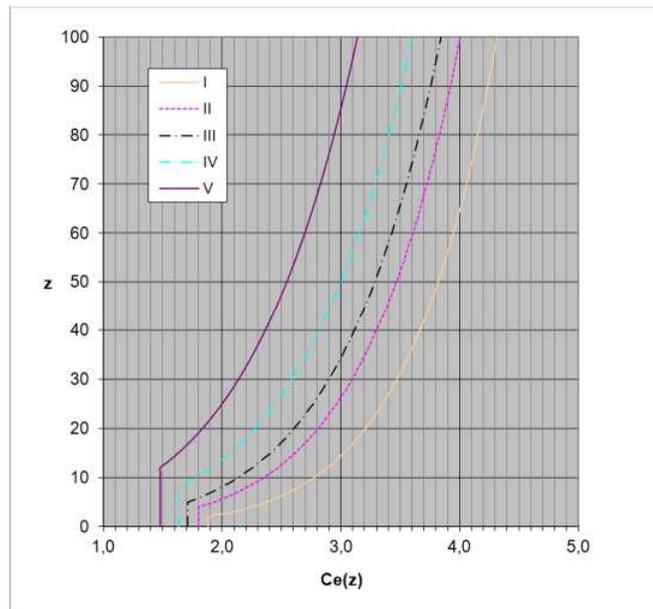
- Coefficiente di esposizione c<sub>e</sub> (z): è funzione dell'altezza z dell'opera rispetto al suolo e della classificazione del luogo in cui verrà ubicata l'opera:

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

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

Di seguito sono diagrammati i valori di c<sub>ev</sub> in funzione di z per tutte le categorie di esposizione  
Grafico del C<sub>ev</sub> Coefficiente di esposizione

Ct = 1	Categoria di esposizione		
	II	III	IV
z	Cev(z)	Cev(z)	Cev(z)
1	1,801	1,708	1,634
2	1,801	1,708	1,634
3	1,801	1,708	1,634
4	1,801	1,708	1,634
5	1,929	1,708	1,634
6	2,037	1,817	1,634
7	2,130	1,912	1,634
8	2,212	1,995	1,634
9	2,286	2,070	1,712
10	2,352	2,138	1,783
11	2,413	2,200	1,848
12	2,469	2,257	1,908
13	2,521	2,311	1,964
14	2,570	2,360	2,017
15	2,616	2,407	2,066
16	2,659	2,451	2,113
17	2,700	2,493	2,157
18	2,738	2,533	2,199
19	2,775	2,570	2,238



20	2,810	2,606	2,277
----	-------	-------	-------

Assumendo  $C_t = 1.0$ , classe di rugosità più sfavorevole pari a "D", ipotizzando la categoria di esposizione più sfavorevole ("II") e valutando prudenzialmente il coefficiente  $C_e$  in corrispondenza della quota massima del manufatto ( $z = 5.50 \text{ m} > z_{\min} = 4.00 \text{ m}$ ), si ottiene:

$C_e = 1.985$  (cat. II ) valido nel tratto da Modena a Chiusa  
 $C_e = 1.764$  (cat. III ) valido nel tratto da Chiusa a Vipiteno  
 $C_e = 1.634$  (cat. IV) valido nel tratto da Vipiteno al Brennero

- Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ):

in generale :  $q_b = \frac{1}{2} \rho V_b(z)^2$

per il caso A) abbiamo  $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$

per il caso B) abbiamo  $q_b = \frac{1}{2} \rho 28.08^2 = 492.8 \text{ N/m}^2$

per il caso C) abbiamo  $q_b = \frac{1}{2} \rho 32.23^2 = 649.2 \text{ N/m}^2$

- Pressione del vento ( $p$ ):

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove:  $c_p$  = coefficiente di pressione distinto per pressione interna ed esterna ( $C_{pe}; C_{pi}$ )  
 $C_d$  = coefficiente dinamico (preso convenzionalmente pari a 1)  
 $q = q(z)$  con  $z$  = altezza massima manufatto da terra

Si adottano prudenzialmente come coefficienti di pressione i seguenti valori

sopravento	$C_{pe} = 0.8$
sottovento	$C_{pi} = 0.4$

La pressione del vento è quindi pari a:

per il caso A) abbiamo  $p = 492,8 \times 1.985 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1173 \text{ N/m}^2$

per il caso B) abbiamo  $p = 492,8 \times 1.764 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1043 \text{ N/m}^2$

per il caso C) abbiamo  $p = 649,2 \times 1.634 \times (0,8+0,4) \times 1 = 1273 \text{ N/m}^2$

La pressione dinamica dovuta ai veicoli, come si ricava dalla UNI EN 1794-1, per traffico di veicoli all'aria aperta alla distanza di 3.0 metri dal dispositivo per la riduzione del rumore ed a velocità maggiori di 120 km/h vale:  $p_{\text{veicolo}} = \pm 800 \text{ N/m}^2$

Prudenzialmente si somma tale azione dinamica al carico del vento di progetto e si arrotonda per difetto;

per semplificare la pressione globale su tutto l'asse del Brennero viene assunta pari a :

$$p_{\text{vento,CALCOLO}} = \pm 2.0 \text{ kN/m}^2$$

### 7.5.5 Azione sismica

L'analisi sismica dei muri è stata effettuata dal programma considerando la spinta sismica calcolata secondo il metodo di Mononobe-Okabe applicata nello stesso punto di quella statica e una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa del muro, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi; k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  sono stati valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

I dati per la definizione dell'azione sismica sono riassunti in tabella.

Vita nominale ( $V_N$ )	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso ( $C_U$ )	2
Vita di riferimento ( $V_R$ )	100 anni

Si assume l'azione sismica che si verifica nel Comune di Verona.

Per lo SLV e con:

- $a_g = 0.20 g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido nel Comune di Verona ( $F_0=2.468$ );
- $S = 1.40$  categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1;
- $\beta_m = 0.31$  coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008);

si ottiene:  $k_h = 0.088$ ,  $k_v = \pm 0.044$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + k_v) K_a$$

in cui H è l'altezza del muro,  $\gamma$  è il peso specifico del terreno e  $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$$\text{con: } \tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Per simulare la presenza a monte del muro di riempimento con calcestruzzo magro si assume un angolo di resistenza equivalente al cuneo di spinta:

$$45^\circ + \pi/2 = 79^\circ \rightarrow \phi_{d, M1} = 68.0^\circ$$

$\delta = 0^\circ$       angolo di attrito tra terreno e muro;

$\psi = 90^\circ$       inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro;

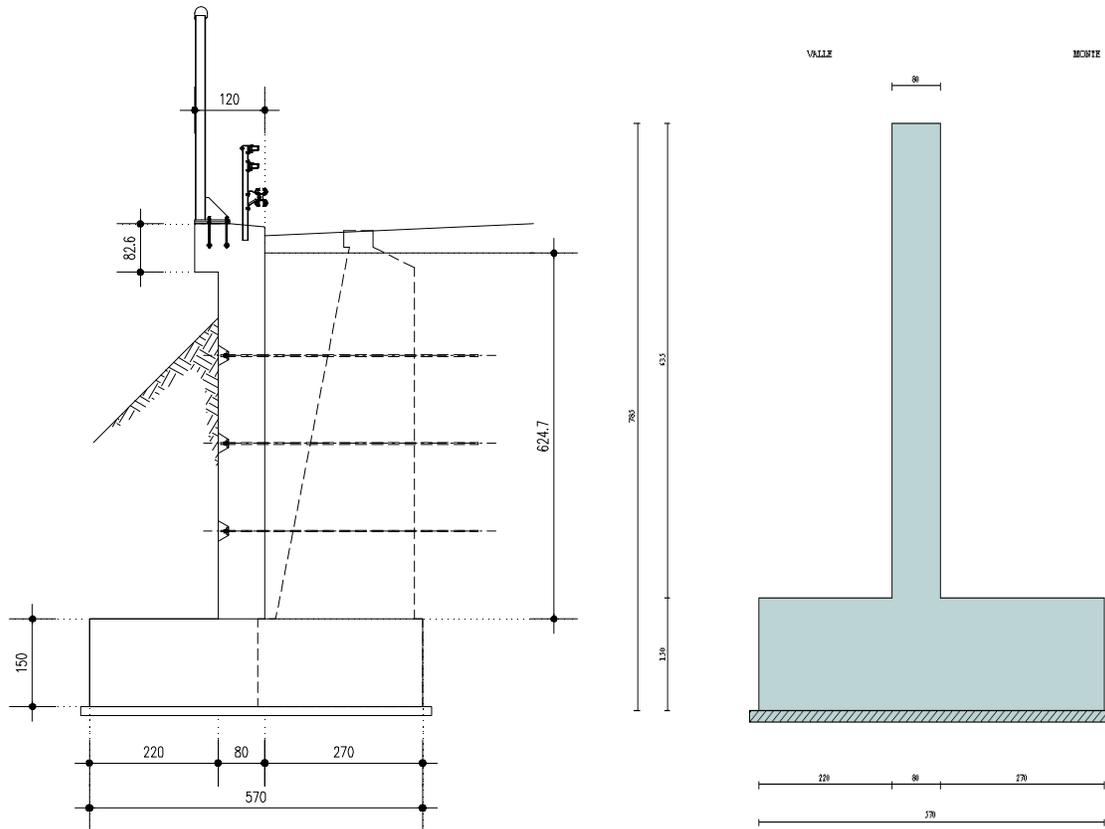
$\beta = 0^\circ$       inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

Per le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni sismiche previste dal D.M. 14/01/2008, sono state eseguite sia le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento, portanza e stabilità globale) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione).

Come per le verifiche statiche è stato seguito l'approccio 1; in particolare, come previsto al p.to C7.11.6.2, per l'analisi degli stati limite che coinvolgono la resistenza del terreno è stata utilizzata la Combinazione 2 nella quale i coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno; per l'analisi degli stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali è stata utilizzata la Combinazione 1 con i coefficienti A1 pari ad uno.

## 8. MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA SUD CON B.A.

### 8.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende il cordolo, di dimensioni 1,20x0,50m; si rimanda al paragrafo 0 per i dettagli sulle modalità di calcolo. Non si considera il contributo dei tiranti.

Altezza del paramento	6,35 [m]
Spessore in sommità	0,80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	8,80 [m]

#### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2,20 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,70 [m]
Lunghezza totale fondazione	5,70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	1,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

### 8.2 Condizioni di carico

*Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$  Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]  
 $F_x$  Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]  
 $F_y$  Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]  
 $M$  Momento espresso in [kNm]  
 $X_i$  Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]  
 $X_f$  Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]  
 $Q_i$  Intensità del carico per  $x=X_i$  espressa in [kN/m]  
 $Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kN/m]  
 $D / C$  Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0,40$	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=23,50$	$M=8,03$
D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=10,00$	$Q_i=6,60$	$Q_f=6,60$	

Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=10,00$	$Q_i=20,00$	$Q_f=20,00$	
---	---------	------------	-------------	-------------	-------------	--

Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=6,33$	$F_y=0,00$	$M=8,23$
---	-----------	----------	----------	------------	------------	----------

Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=11,00$	$F_y=0,00$	$M=36,47$
---	-----------	-----------	----------	-------------	------------	-----------

Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0,30$	$Y=0,00$	$F_x=-11,00$	$F_y=0,00$	$M=-36,47$
---	-----------	-----------	----------	--------------	------------	------------

**8.3 Combinazioni di carico**

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte.

*Simbologia adottata*

$F/S$  Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)  
 $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30

Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Urto	SFAV	1,30	0,77	1,00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1,00	1,10
Urto	SFAV	1,50	0,77	1,16

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Urto	SFAV	1,30	0,77	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30

Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento +	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1,00	1,10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento +	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento +	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento -	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1,10	1,00	1,10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento -	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento -	SFAV	1,30	0,60	0,78

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento +	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1,30	1,00	1,30

Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50
<u>Combinazione n° 24 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50
<u>Combinazione n° 25 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50
<u>Combinazione n° 26 - Caso A2-M2 (GEO)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30
<u>Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50
<u>Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30
<u>Combinazione n° 29 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50
<u>Combinazione n° 30 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50
<u>Combinazione n° 31 - Caso A1-M1 (STR)</u>				

8 MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA SUD CON B.A.

8.3 Combinazioni di carico

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 32 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 33 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 34 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 35 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 36 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 37 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 38 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 39 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 40 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 41 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 42 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 43 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 44 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 45 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,00	0,75	0,75

Combinazione n° 46 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 47 - Frequente (SLE)

8 MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA SUD CON B.A.

8.3 Combinazioni di carico

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 48 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento -	SFAV	1,00	0,20	0,20

Combinazione n° 49 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,00	0,60	0,60

Combinazione n° 50 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento +	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 51 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento -	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 52 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
Pesi permanenti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1,00	1,00	1,00
Vento -	SFAV	1,00	0,60	0,60

\* Si osserva che l'urto è stato assunto come carico eccezionale ed è stato quindi coefficientato con 1.00 (1.16 in alcune combinazioni per necessità computazionali del programma); nelle combinazioni che comprendono l'urto sono stati tuttavia mantenuti i coefficienti di sicurezza sui carichi permanenti delle combinazioni fondamentali (1,00-1,30), per esigenze legate alle rigide modalità di applicazione dei coefficienti dettate dal programma di calcolo utilizzato; questo risulta comunque a favore di sicurezza.

\*\* Per avere le condizioni più sfavorevoli nella combinazione 27 i “Pesi permanenti” sono stati considerati con coefficiente amplificativo 1,10.

### 8.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

#### Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS <sub>SCO</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS <sub>RIB</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS <sub>QLIM</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS <sub>STAB</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>SCO</sub>	CS <sub>RIB</sub>	CS <sub>QLIM</sub>	CS <sub>STAB</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	10.08	--	29.73	--
2	A1-M1 - [1]	--	12.90	--	23.31	--
3	A1-M1 - [1]	--	11.62	--	24.75	--
4	A1-M1 - [1]	--	11.35	--	27.56	--
5	A2-M2 - [1]	--	7.15	--	14.16	--
6	EQU - [1]	--	--	12.47	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3.51
8	A1-M1 - [2]	--	9.90	--	24.85	--
9	A1-M1 - [2]	--	8.88	--	26.57	--
10	A1-M1 - [2]	--	11.14	--	21.32	--
11	A1-M1 - [2]	--	10.12	--	22.52	--
12	A2-M2 - [2]	--	6.13	--	12.81	--
13	EQU - [2]	--	--	9.70	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	3.06
15	A1-M1 - [3]	--	15.41	--	21.14	--
16	A1-M1 - [3]	--	15.08	--	23.50	--
17	A1-M1 - [3]	--	13.52	--	24.88	--
18	A1-M1 - [3]	--	16.96	--	20.21	--
19	A2-M2 - [3]	--	8.33	--	12.10	--
20	EQU - [3]	--	--	16.48	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	3.06
22	A1-M1 - [4]	--	8.40	--	30.82	--
23	A1-M1 - [4]	--	10.76	--	24.01	--
24	A1-M1 - [4]	--	9.69	--	25.63	--
25	A1-M1 - [4]	--	9.47	--	28.43	--
26	A2-M2 - [4]	--	6.19	--	14.63	--
27	EQU - [4]	--	--	7.99	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	3.51
29	A1-M1 - [5]	--	23.44	--	25.77	--
30	A1-M1 - [5]	--	20.80	--	27.40	--
31	A1-M1 - [5]	--	26.63	--	21.84	--
32	A1-M1 - [5]	--	23.99	--	22.91	--
33	A2-M2 - [5]	--	11.98	--	13.19	--
34	EQU - [5]	--	--	20.86	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	3.51
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	4.12	--	28.84	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	4.37	--	26.83	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2.84	--	13.38	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2.99	--	12.45	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5.50	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7.14	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.89
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.84
44	SLEQ - [1]	--	15.32	--	29.88	--
45	SLEF - [1]	--	14.02	--	27.96	--
46	SLEF - [1]	--	15.32	--	29.88	--
47	SLEF - [1]	--	14.27	--	30.12	--

48	SLEF - [1]	--	16.54	--	29.63	--
49	SLER - [1]	--	11.53	--	27.99	--
50	SLER - [1]	--	11.20	--	31.05	--
51	SLER - [1]	--	24.24	--	28.60	--
52	SLER - [1]	--	16.74	--	26.71	--

### 8.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

#### Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

#### Sisma

##### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo $a_g$	2.56 [m/s <sup>2</sup> ] (comune di Verona)
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00 (tipo A)
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 8.08$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.04$

##### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo $a_g$	1.09 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.29
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.23$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.62$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0  
Lunghezza del muro 8.80 [m]

Peso muro 340.75 [kN]  
Baricentro del muro X=-0.24 Y=-5.64

#### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 2.70 Y = -7.85

Punto superiore superficie di spinta	X = 2.70	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	7.85 [m]	
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

## 8.6 Verifiche geotecniche

### 8.6.1 Verifica a scorrimento

#### COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	44,89	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	44,89	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,70	[m]	Y = -5,15 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,06	[°]	
Incremento sismico della spinta	16,42	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,70	[m]	Y = -5,15 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,08	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	429,30	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,35	[m]	Y = -3,17 [m]
Inerzia del muro	29,94	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-14,97	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	37,72	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-18,86	[kN]	

#### Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,07	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	131,05	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	759,71	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	759,71	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	131,05	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,19	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5,70	[m]
Risultante in fondazione	770,93	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,79	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-146,84	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	10099,0	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,106	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,160	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 48.03$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,72$	$i_q = 0,74$	$i_\gamma = 0,61$

<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,25$	$d_q = 1,18$	$d_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione piano posa</b>	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione pendio</b>	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 52.09$	$N'_q = 35.02$	$N'_\gamma = 41.18$

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 2.68

### 8.6.2 Verifica a carico limite

#### COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	56,47	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	56,47	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,70	[m]	Y = -4,90 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,06	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	499,50	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,35	[m]	Y = -3,17 [m]

#### Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	-8,58	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	47,89	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	863,75	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	863,75	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	47,89	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,73	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5,70	[m]
Risultante in fondazione	865,07	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	3,17	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-632,62	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	10448,3	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,034	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,268	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 48.03$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,91$	$i_q = 0,91$	$i_\gamma = 0,86$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,25$	$d_q = 1,18$	$d_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione piano posa</b>	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione pendio</b>	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 52.09 \qquad N'_q = 35.02 \qquad N'_\gamma = 41.18$$

### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 12.10

### **8.6.3 Verifica a ribaltamento**

#### COMBINAZIONE n° 40

Valore della spinta statica	44,89	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	44,89	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,70	[m]	Y = -5,15 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,06	[°]	
Incremento sismico della spinta	16,42	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,70	[m]	Y = -5,15 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,08	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	429,30	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,35	[m]	Y = -3,17 [m]
Inerzia del muro	29,94	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-14,97	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	37,72	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-18,86	[kN]	

#### Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,07	[kN]
Componente dir. Y	23,50	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	131,05	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	759,71	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	555,91	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2867,94	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	759,71	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	131,05	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,19	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5,70	[m]
Risultante in fondazione	770,93	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,79	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-146,84	[kNm]

### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 5.16

### 8.6.4 Verifica di stabilità globale

#### COMBINAZIONE n° 43

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

$\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm<sup>2</sup>]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm<sup>2</sup>]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m] = -5,80 Y[m] = 5,16

Raggio del cerchio R[m] = 15,54

Ascissa a valle del cerchio Xi[m] = -18,11

Ascissa a monte del cerchio Xs[m] = 8,86

Larghezza della striscia dx[m] = 1,08

Coefficiente di sicurezza C= 4.43

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	3875.74	65.67	3531.65	2.62	63.20	0.000	0.000
2	9241.43	57.28	7774.78	2.00	63.20	0.000	0.000
3	13182.77	50.47	10167.70	1.69	63.20	0.000	0.000
4	16309.92	44.55	11442.25	1.51	63.20	0.000	0.000
5	18872.63	39.19	11926.24	1.39	63.20	0.000	0.000
6	21035.60	34.22	11829.89	1.30	54.07	0.000	0.000
7	22714.94	29.53	11195.09	1.24	29.26	0.000	0.000
8	23928.67	25.05	10130.20	1.19	29.26	0.000	0.000
9	27202.21	20.72	9625.85	1.15	29.26	0.000	0.000
10	13623.30	16.52	3874.26	1.13	29.26	0.000	0.000
11	14230.59	12.41	3058.36	1.10	29.26	0.000	0.000
12	14166.15	8.36	2060.44	1.09	29.26	0.000	0.000
13	14417.76	4.36	1095.53	1.08	29.26	0.000	0.000
14	14511.01	0.37	94.65	1.08	29.26	0.000	0.000
15	14447.28	-3.61	-909.31	1.08	29.26	0.000	0.000
16	14225.62	-7.61	-1883.52	1.09	29.26	0.000	0.000
17	13842.71	-11.65	-2794.41	1.10	29.26	0.000	0.000
18	13292.60	-15.74	-3606.80	1.12	29.26	0.000	0.000
19	12566.19	-19.93	-4282.74	1.15	29.26	0.000	0.000
20	11650.40	-24.22	-4780.15	1.18	29.26	0.000	0.000
21	10526.83	-28.67	-5050.75	1.23	29.26	0.000	0.000
22	9110.96	-33.32	-5004.80	1.29	47.84	0.000	0.000
23	7093.09	-38.23	-4389.68	1.37	63.20	0.000	0.000
24	4619.66	-43.51	-3180.50	1.49	63.20	0.000	0.000

25            1612.44    -49.30   -1222.52    1.65    63.20    0.000    0.000

$\Sigma W_i = 3337,2610$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 595,2899$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3128,8405$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 7.96$

### 8.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN]

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

$A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]

$A_{fi}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]

$\sigma_c$  tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mm<sup>2</sup>]

$\tau_c$  tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{fs}$  tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{fi}$  tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mm<sup>2</sup>]

$N_u$  sforzo normale ultimo espresso in [kN]

$M_u$  momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)

$V_{Rcd}$  Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

$V_{Rsd}$  Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

$V_{Rd}$  Resistenza al taglio, espresso in [kN]

#### 8.7.1 Paramento

##### Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax (comb. 22)	Tmin	Tmax (comb. 39)
1	3,17	87,00	113,10	-88,73	125,45	-9,52	23,47
2	6,35	150,50	195,65	-92,19	226,76	9,32	56,48

##### Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax (comb. 50)	Tmin	Tmax (comb. 49)
1	3,17	87,00	87,00	-57,27	85,5191	-5,63	16,36
2	6,35	150,50	150,50	-54,56	158,0754	8,86	31,26

##### Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$N_u$	$M_u$	$CS_{min}$	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	3.17	100, 80	6.79	2.26	112.86	106.48	1.20	283.02	--	--
2	6.35	100, 80	6.79	2.26	179.22	167.40	1.14	297.50	--	--

##### Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>
1	3.17	100, 80	6.79	2.26	2.020	0.025	115.12	158.42
2	6.35	100, 80	6.79	2.26	3.746	0.048	219.54	-41.68

### 8.7.2 Fondazione di valle

#### Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 39)	Tmin	Tmax (comb. 39)
1	2,20	16,22	188,43	58,59	182,47

#### Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax (comb. 50)	Tmin	Tmax (comb. 50)
1	2,20	33,62	115,16	64,04	125,32

#### Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS <sub>min</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
2	2.20	100, 150	6.28	6.28	0.00	353.15	1.87	446.34	--	--

#### Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
4	2.20	100, 150	6.28	6.28	0.994	0.101	129.921	-10.947

### 8.7.3 Fondazione di monte

#### Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 22)	Mmax	Tmin (comb. 9)	Tmax
1	2,70	-230,62	123,26	-196,03	23,84

#### Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin (comb. 51)	Mmax	Tmin (comb. 49)	Tmax
1	2,70	-27,01	86,12	-51,46	13,38

#### Inviluppo SLU - Verifiche

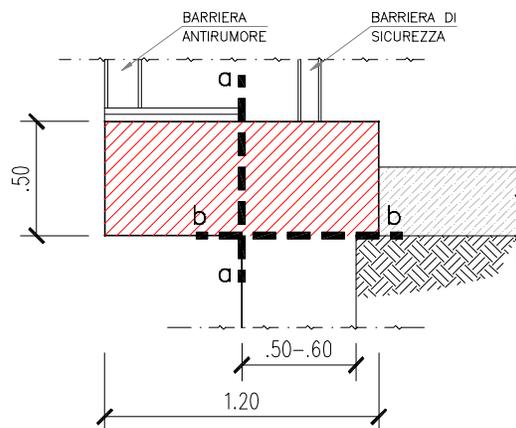
Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS <sub>min</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
2	2.70	100, 150	6.28	6.28	0.00	-353.15	1.53	446.34	--	--

#### Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
4	2.70	100, 150	6.28	6.28	0.744	-0.041	97.158	30.474

## 8.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

L'analisi che segue è valida per tutti i muri, indipendentemente dalla loro altezza; l'armatura in corrispondenza del cordolo è infatti identica, per ogni tipologia.



Si verificano le sezioni a-a e b-b illustrate in figura, precisando che si adottano nel calcolo le caratteristiche geometriche e meccaniche più sfavorevoli per tutti i casi che si possono presentare; la verifica della sezione a-a ha validità generale mentre per la sezione b-b si adotta nel calcolo la base minima (pari a 50 cm) per ottenere il caso più sfavorevole.

Per avere la condizione di carico più gravosa, si considera anche l'altezza massima del montante della barriera antirumore prevista lungo tutta l'asta autostradale (5,50 m), per garantire la massima generalità del calcolo.

Le caratteristiche della sezione delle sezioni a-a e b-b sono:

### SEZIONE a-a

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$A_s = A'_s = (6+2)\phi 12/133\text{cm} \approx 6\phi 12/\text{m}$

### SEZIONE b-b

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$A_s = \phi 16/30\text{cm}$

$A'_s = \phi 12/30\text{cm}$

Si riportano i risultati dell'analisi, precisando che la combinazione di carico allo stato limite ultimo è stata ottenuta utilizzando i coefficienti previsti nella tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008 per il caso STR.

L'urto è stato considerato come azione eccezionale ed è stato quindi combinato secondo la combinazione di carico relativa che prevede i permanenti al valore nominale e le sole verifiche allo stato limite ultimo (p.to 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008).

Si riassumono in tabella le azioni considerate:

**AZIONI IN TESTA AL CORDOLO DEI MURI**

**AZIONI IN TESTA AL MURO**

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto " o' "

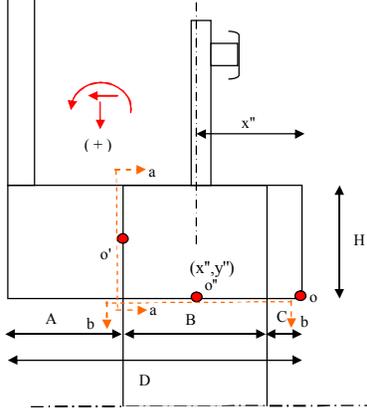
	(x,y)	Sollecitazioni		
		$\gamma$	H (kN)	N (kN) M(kNm)
1. Montante barriera antirumore	0,740	1	2,09	1,55
2. Pannello di base in c.a. (h=1m circa)	0,740	1	3,73	2,76
3. Pannello fonoassorbente	0,740	1	1,58	1,17
3. Piastra acciaio e rinforzi	0,550	1	0,24	0,13
4. Barriera H4b	-0,045	1	1,24	-0,06
5. Cordolo 1,2 x 0,5	0,250	1	14,63	3,66
<b>G1 AZIONE PERMANENTE</b>	<b>0,392</b>		<b>-</b>	<b>23,50 9,21</b>

**Q1 AZIONE ACC. VENTO** Vento p= 2,00 kN/mq

(x,y)	Sollecitazioni		
$y''$ (m)	$\gamma$	H (kN)	N (kN) M(kNm)
<b>3,315</b>	<b>1</b>	<b>± 11,00</b>	<b>- ± 36,47</b>

**Q2 AZIONE ACC. URTO** variabile in funzione della ripartizione

x,xxx	$\gamma$	da calcolarsi caso per caso	
	1		



- A = 0,60 m
- B = 0,50 m
- C = 0,10 m
- D = 1,20 m
- H = 0,50 m

$x'' = 0,35$  m distanza tra o e o'  
NB: l'ordinata di o e o' coincidono

**8.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo**

In tabella sono state riportate le sollecitazioni che interessano le sezioni a-a e b-b allo stato limite ultimo.

**AZIONI Per VERIFICA CORDOLO a-a - STATO LIMITE ULTIMO**

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto " o' "

	(x',y')	Sollecitazioni SLU		
		$\gamma$	H' (kN)	N' (kN) M' (kNm)
1. Montante barriera antirumore	0,490	1,5	3,14	1,54
2. Pannello di base in c.a. (h=1m circa)	0,490	1,5	5,59	2,74
3. Pannello fonoassorbente	0,490	1,5	2,36	1,16
4. Piastra acciaio e rinforzi	0,300	1,5	0,36	0,11
5. Cordolo esterno muro	0,300	1,3	9,75	2,93
<b>G1 AZIONE PERMANENTE</b>	<b>0,400</b>		<b>-</b>	<b>21,20 8,48</b>

**Q1 AZIONE ACC. VENTO** Vento p= 2,00 kN/mq

(x',y')	Sollecitazioni SLU		
$y''$ (m)	$\gamma$	H' (kN)	N' (kN) M' (kNm)
<b>3,065</b>	<b>1,5</b>	<b>± 16,50</b>	<b>- ± 50,57</b>

**SOMMAMO G+Q1** Sollecitazioni SLU - sezione a-a - comb. più gravosa

H' (kN)	N' (kN)	M' (kNm)
<b>-16,50</b>	<b>21,20</b>	<b>59,05</b>

**AZIONI Per VERIFICA CORDOLO SEZ. b-b - STATO LIMITE ULTIMO**

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o"		(x'',y'')	Sollecitazioni			
			$\gamma$	H'' (kN)	N'' (kN)	M''(kNm)
1.	Montante barriera antirumore	0,740	1,5	3,14	2,32	
2.	Pannello di base in c.a. (h=1m circa)	0,740	1,5	5,59	4,14	
3.	Pannello fonoassorbente	0,740	1,5	2,36	1,75	
4.	Piastra acciaio e rinforzi	0,550	1,5	0,36	0,20	
5.	Barriera H4b	-0,045	1,0	1,24	-0,06	
6.	Cordolo 1,2 x 0,5	0,250	1,3	19,01	4,75	
<b>G1</b>	<b>AZIONE PERMANENTE</b>	<b>0,413</b>		<b>-</b>	<b>31,70</b>	<b>13,10</b>

		(x'',y'')	Sollecitazioni				
			$\gamma$	H'' (kN)	N'' (kN)	M''(kNm)	
<b>Q1</b>	<b>AZIONE ACC. VENTO</b>	Vento p= 2,00 kN/mq	<b>3,315</b>	1,5	<b>± 16,50</b>	-	<b>± 54,70</b>
<b>Q2</b>	<b>AZIONE ACC. URTO</b>	H = 32,30 kN/mq	<b>1,300</b>	1,00	<b>32,30</b>	-	<b>41,99</b>

		Sollecitazioni		
		H'' (kN)	N'' (kN)	M''(kNm)
<b>SOMMANO G+Q1+Q2</b>		<b>16,50</b>	<b>31,70</b>	<b>67,80</b>
Soll. SLU - sezione b-b - comb. più gravosa con vento		<b>32,30</b>	<b>23,50</b>	<b>51,20</b>
Soll. SLU - sezione b-b - comb. più gravosa con urto				

Riassumendo, le sollecitazioni allo stato limite ultimo nelle due sezioni considerate sono quindi:

**SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER FLESSIONE E TAGLIO sezioni a-a e b-b - SLU**

Azioni di calcolo (riferite ad una sezione larga 1 metro)	Sezione "a-a"		Sezione "b-b"	
		N <sub>sd</sub> = H = -16,50 kN	N <sub>sd</sub> = N' = 31,70 kN	V <sub>sd</sub> = N = 21,20 kN
	M <sub>sd</sub> = M = 59,05 kNm	M <sub>sd</sub> = M' = 67,80 kNm		

Azioni di calcolo	Sezione "a-a"		Sezione "b-b"	
		M <sub>sdu</sub> = 59,05 kNm	M <sub>sdu</sub> = 67,80 kNm	N <sub>sdu</sub> = -16,50 kN
	Af sup = 6φ12	Af sup = 3,33φ16	Af inf = 6φ12	Af inf = 3,33φ12
	Af inf = 6φ12	Af inf = 3,33φ12	h sez. = 0,50 m	h sez. = 0,50 m
	h sez. = 0,50 m			

Le verifiche a taglio e flessione sono soddisfatte, come risulta dai diagrammi e dalle tabelle seguenti; le barre compresse non sono state considerate collaboranti.



$V_{Ed}$ sollecitazione di taglio		21,2	kN		32,3	kN
$R_{ck}$ resistenza cubica caratteristica		35	N/mm <sup>2</sup>		35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$ resistenza caratteristica a compressione del cls	= 0,83 $R_{ck}$	29,1	N/mm <sup>2</sup>		29,1	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$ resistenza di calcolo a compressione del cls	= 0,85 $f_{ck} / 1,5$	16,5	N/mm <sup>2</sup>		16,5	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$ larghezza minima della sezione		100	cm		100	cm
$d$ altezza utile della sezione		45	cm		45	cm
$A_{s1}$ area dell'armatura longitudinale	nr.	6		nr.	3,33	
	$\phi$	12		$\phi$	16	
$k = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$		6,79	cm <sup>2</sup>		6,70	cm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1}/(b_w d) \leq 0,02$		1,67			1,67	
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		0,002			0,001	
		0,41			0,41	
$\sigma_{cp}$ tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$		0,00	N/mm <sup>2</sup>		0,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza di calcolo del calcestruzzo:</b>						
$V_{Rc} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/2} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$		147	kN		147	kN
$V_{Rc} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$		183	kN		183	kN

OK: verifica soddisfatta

OK: verifica soddisfatta

È stata effettuata anche la verifica della combinazione di carico che prevede il vento spirante in direzione opposta (dall'esterno, verso l'autostrada); le sollecitazioni sono:

$$N_{sd} = 23,50 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 45,49 \text{ kNm}$$

Le armature resistenti sono i  $\phi 12/30\text{cm}$  (prudenzialmente); anche per questa combinazione la verifica è soddisfatta.



### 8.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le sollecitazioni allo stato limite di esercizio nelle due sezioni analizzate sono:

<b>AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. a-a - STATO LIMITE DI ESERCIZIO</b>					
riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto " o' "					
		(x',y')	Sollecitazioni SLE		
		x (m)	$\gamma$	H' (kN)	N' (kN) M' (kNm)
1.	Montante barriera antirumore	0,490	1,0		2,09 1,02
2.	Pannello di base in c.a. (h=1m circa)	0,490	1,0		3,73 1,83
3.	Pannello fonoassorbente	0,490	1,0		1,58 0,77
4.	Piastra acciaio e rinforzi	0,300	1,0		0,24 0,07
5.	Cordolo esterno muro	0,300	1,0		7,50 2,25
<b>G1</b>	<b>AZIONE PERMANENTE</b>	0,393		-	<b>15,13 5,94</b>
		(x'',y'')			
		y'' (m)		H' (kN)	N' (kN) M' (kNm)
<b>Q1</b>	<b>AZIONE ACC. VENTO</b>		Vento p= 2,00 kN/mq	<b>3,065</b>	<b>± 11,00 - ± 33,72</b>
<b>SOMMARIO G+Q1</b>	Sollecitazioni SLE - sezione a-a - comb. più gravosa			<b>H' (kN)</b>	<b>N' (kN) M' (kNm)</b>
				<b>-11,00</b>	<b>15,13 39,66</b>

8 MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA SUD CON B.A.

8.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

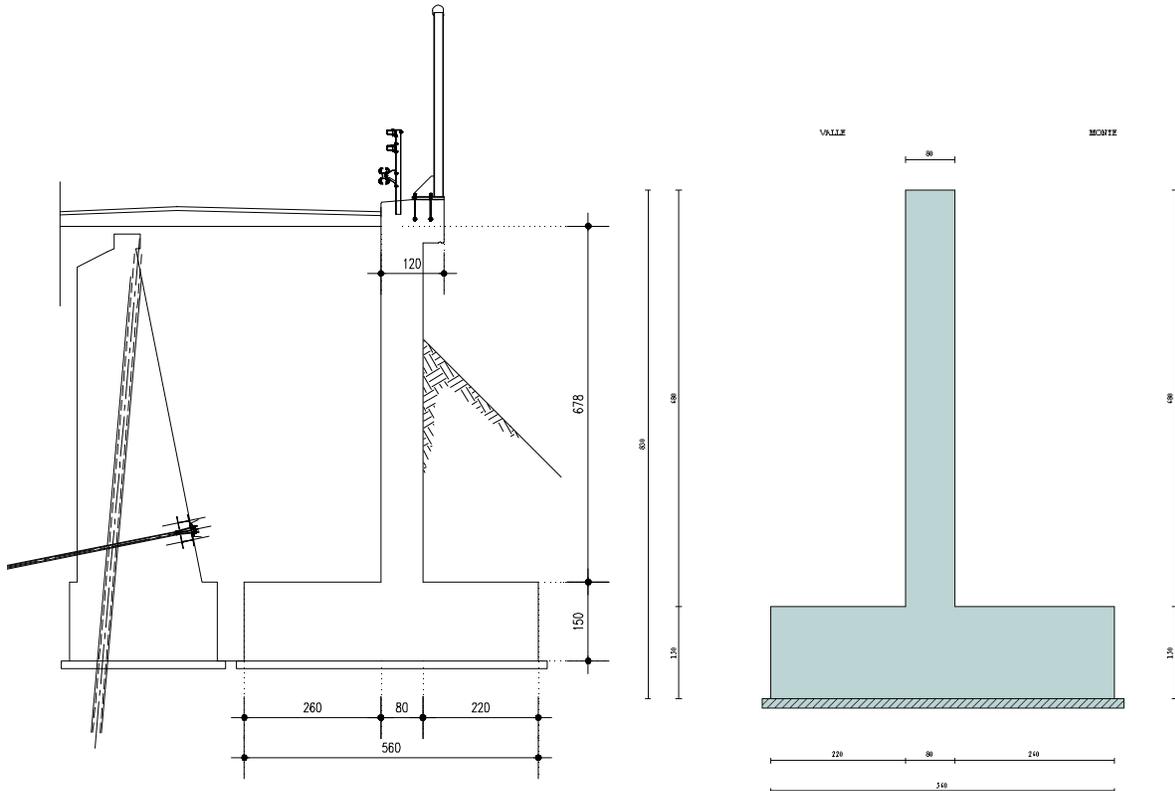
<b>AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. b-b - STATO LIMITE DI ESERCIZIO</b>						
riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto " o " "		(x'',y'')	Sollecitazioni SLE			
		x'' (m)	$\gamma$	H'' (kN)	N'' (kN)	M'' (kNm)
1.	Montante barriera antirumore	0,740	1,0		2,09	1,55
2.	Pannello di base in c.a. (h=1m circa)	0,740	1,0		3,73	2,76
3.	Pannello fonoassorbente	0,740	1,0		1,58	1,17
4.	Piastra acciaio e rinforzi	0,550	1,0		0,24	0,13
5.	Barriera H4b	-0,045	1,0		1,24	-0,06
6.	Cordolo 1,2 x 0,5	0,250	1,0		14,63	3,66
<b>G1</b>	<b>AZIONE PERMANENTE</b>	<b>0,392</b>		<b>-</b>	<b>23,50</b>	<b>9,21</b>
<b>Q1 AZIONE ACC. VENTO</b> Vento $\rho = 2,00$ kN/mq						
		(x'',y'')				
		y'' (m)		H'' (kN)	N'' (kN)	M'' (kNm)
<b>Q1</b>	<b>AZIONE ACC. VENTO</b>	<b>3,315</b>	<b>1,0</b>	<b>± 11,00</b>	<b>-</b>	<b>± 36,47</b>
<b>Q2 AZIONE ACC. URTO</b> H = 0,00 kN/mq						
<b>Q2</b>	<b>AZIONE ACC. URTO</b>	<b>1,300</b>	<b>1,0</b>	<b>0,00</b>	<b>-</b>	<b>0,00</b>
<b>SOMMANO G+Q1+Q2</b> Soll. SLE - sezione b-b - comb. più gravosa con vento				<b>H'' (kN)</b>	<b>N'' (kN)</b>	<b>M'' (kNm)</b>
				<b>11,00</b>	<b>23,50</b>	<b>45,68</b>

Le verifiche tensionali sono riassunte in tabella:

<b>VERIFICHE TENSIONALI sezioni a-a e b-b - SLE</b>			
<b>Sezione "a-a"</b>		<b>Sezione "b-b"</b>	
$M_{sdu} =$	39,66 kNm	$M_{sdu} =$	45,68 kNm
$N_{sdu} =$	-11,00 kN	$N_{sdu} =$	23,50 kN
Af sup =	6 $\phi$ 12	armatura minima Af sup =	3,33 $\phi$ 16
Af inf =	6 $\phi$ 12	armatura minima Af inf =	3,33 $\phi$ 12
h sez. =	0,50 m	h sez. =	0,50 m
$\sigma_c =$	2,17 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_c =$	2,55 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s =$	146,7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s =$	144,6 N/mm <sup>2</sup>

## 9. MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA NORD CON B.A.

### 9.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la schematizzazione effettuata per le verifiche con il software MAX10; tale modellazione non comprende né il cordolo, di dimensioni 0,55x0,50m, né il tratto sommitale di muro a contatto con la pavimentazione (0,15m); si rimanda al *paragrafo 7.4* per i dettagli sulle modalità di calcolo.

#### Descrizione

Altezza del paramento	6,80 [m]
Spessore in sommità	0,80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	8,00 [m]

#### Muro a mensola in c.a.

#### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2,20 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,60 [m]
Lunghezza totale fondazione	5,60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	1,50 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

## 9.2 Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
$F_x$	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
$F_y$	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
$M$	Momento espresso in [kNm]
$X_i$	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
$X_f$	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
$Q_i$	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
$Q_f$	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
$D / C$	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

#### Condizione n° 1 (Pesi permanenti)

C	Paramento	$X=-0.40$	$Y=0.00$	$F_x=0.0000$	$F_y=23.5000$	$M=8.0300$
D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=10.00$	$Q_i=6.6000$	$Q_f=6.6000$	

#### Condizione n° 2 (Carichi mobili distribuiti)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=10.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$	
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------	--

#### Condizione n° 3 (Urto)

C	Paramento	$X=0.00$	$Y=0.00$	$F_x=6.3300$	$F_y=0.0000$	$M=8.2300$
---	-----------	----------	----------	--------------	--------------	------------

#### Condizione n° 4 (Vento +)

C	Paramento	$X=-0.30$	$Y=0.00$	$F_x=11.0000$	$F_y=0.0000$	$M=36.4700$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

#### Condizione n° 5 (Vento -)

C	Paramento	$X=-0.30$	$Y=0.00$	$F_x=-11.0000$	$F_y=0.0000$	$M=-36.4700$
---	-----------	-----------	----------	----------------	--------------	--------------

## 9.3 Combinazioni di carico

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

#### Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16

#### Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30

Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16
<u>Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16
<u>Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00
<u>Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Urto	SFAV	1.50	0.77	1.16
<u>Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Urto	SFAV	1.30	0.77	1.00
<u>Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90
<u>Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90
<u>Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50

Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90
<u>Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

<u>Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.30	0.60	0.78

<u>Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento +	SFAV	1.50	0.60	0.90

<u>Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.30	0.60	0.78

<u>Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

<u>Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

<u>Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR)</u>				
	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.50	1.00	1.50
Vento -	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 24 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 25 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 26 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Vento +	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 29 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 30 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 31 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 32 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Pesi permanenti	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 33 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 34 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Pesi permanenti	SFAV	1.10	1.00	1.10
Vento -	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 35 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 36 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 37 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 38 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 39 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
--	------------	----------------------------	--------------------------	-----------------------------------

---

9 MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA NORD CON B.A.

9.3 Combinazioni di carico

Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 40 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 41 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 42 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 43 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 44 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 45 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 46 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 47 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 48 - Frequente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 49 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 50 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento +	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 51 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 52 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Pesi permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carichi mobili distribuiti	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento -	SFAV	1.00	0.60	0.60

\* Si osserva che l'urto è stato assunto come carico eccezionale ed è stato quindi coefficientato con 1.00 (1.16 in alcune combinazioni per necessità computazionali del programma); nelle combinazioni che comprendono l'urto sono stati tuttavia mantenuti i coefficienti di sicurezza sui carichi permanenti delle combinazioni fondamentali (1,00-1,30), per esigenze legate alle rigide modalità di applicazione dei coefficienti dettate dal programma di calcolo utilizzato; questo risulta comunque a favore di sicurezza.

\*\* Per avere le condizioni più sfavorevoli nella combinazione 27 i "Pesi permanenti" sono stati considerati con coefficiente amplificativo 1,10.

### 9.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Si evidenziano le combinazioni più gravose.

#### Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS <sub>SCO</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS <sub>RIB</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS <sub>QLIM</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS <sub>STAB</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>SCO</sub>	CS <sub>RIB</sub>	CS <sub>QLIM</sub>	CS <sub>STAB</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	6.80	--	24.58	--
2	A1-M1 - [1]	--	8.68	--	19.61	--
3	A1-M1 - [1]	--	7.84	--	20.66	--
4	A1-M1 - [1]	--	7.65	--	23.03	--
5	A2-M2 - [1]	--	5.00	--	11.77	--
6	EQU - [1]	--	--	11.23	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3.48
8	A1-M1 - [2]	--	6.90	--	20.86	--
9	A1-M1 - [2]	--	6.20	--	22.11	--
10	A1-M1 - [2]	--	7.77	--	18.01	--
11	A1-M1 - [2]	--	7.06	--	18.89	--
12	A2-M2 - [2]	--	4.43	--	10.70	--
13	EQU - [2]	--	--	8.85	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	3.02
15	A1-M1 - [3]	--	9.20	--	17.66	--
16	A1-M1 - [3]	--	8.99	--	19.65	--
17	A1-M1 - [3]	--	8.08	--	20.61	--
18	A1-M1 - [3]	--	10.11	--	17.00	--
19	A2-M2 - [3]	--	5.43	--	10.06	--
20	EQU - [3]	--	--	14.29	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	3.02
22	A1-M1 - [4]	--	6.03	--	25.53	--
23	A1-M1 - [4]	--	7.69	--	20.24	--
24	A1-M1 - [4]	--	6.95	--	21.43	--
25	A1-M1 - [4]	--	6.78	--	23.79	--
26	A2-M2 - [4]	--	4.52	--	12.18	--
27	EQU - [4]	--	--	7.48	--	--
28	STAB - [4]	--	--	--	--	3.48
29	A1-M1 - [5]	--	11.51	--	21.40	--
30	A1-M1 - [5]	--	10.24	--	22.51	--
31	A1-M1 - [5]	--	13.07	--	18.27	--
32	A1-M1 - [5]	--	11.80	--	19.22	--
33	A2-M2 - [5]	--	6.86	--	10.91	--
34	EQU - [5]	--	--	17.87	--	--
35	STAB - [5]	--	--	--	--	3.48
36	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	3.47	--	23.82	--
37	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	3.64	--	22.19	--
38	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2.36	--	10.91	--
39	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2.46	--	10.16	--
40	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5.24	--	--
41	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	6.65	--	--
42	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.84
43	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.80
44	SLEQ - [1]	--	9.69	--	25.09	--
45	SLEF - [1]	--	9.07	--	23.54	--
46	SLEF - [1]	--	9.69	--	25.09	--
47	SLEF - [1]	--	9.27	--	25.31	--

9 MURO DI RISVOLTO SPALLA NORD CARREGGIATA NORD CON B.A.

9.4 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

48	SLEF - [1]	--	10.14	--	24.87	--
49	SLER - [1]	--	7.96	--	23.63	--
50	SLER - [1]	--	7.91	--	26.15	--
51	SLER - [1]	--	12.49	--	23.94	--
52	SLER - [1]	--	10.05	--	22.47	--

### 9.5 Analisi della spinta

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

#### Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

#### Sisma

##### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo $a_g$	2.56 [m/s <sup>2</sup> ] (comune di Verona)
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00 (tipo A)
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 8.08$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.04$

##### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo $a_g$	1.09 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.29
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.23$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.62$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0  
Lunghezza del muro 8.00 [m]

Peso muro 346.0 [kN]  
Baricentro del muro X=-0.28 Y=-5.92

#### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 2.60 Y = -8.30

Punto superiore superficie di spinta	X = 2.60	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	8.30 [m]	
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

## 9.6 Verifiche geotecniche

### 9.6.1 Verifica a scorrimento

#### COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	44.89	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	44.89	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -5.15 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.06	[°]	
Incremento sismico della spinta	14.96	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -5.15 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.08	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	429.30	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.35	[m]	Y = -3.17 [m]
Inerzia del muro	27.54	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-13.77	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	34.69	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-17.34	[kN]	

#### Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	1.90	[kN]
Componente dir. Y	23.50	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	123.99	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	762.43	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	762.43	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	123.99	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.23	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.70	[m]
Risultante in fondazione	772.44	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-173.74	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	10201.81	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.102	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.166	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 48.03$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.74$	$i_q = 0.75$	$i_\gamma = 0.63$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.25$	$d_q = 1.18$	$d_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione piano posa</b>	$b_c = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione pendio</b>	$g_c = 1.00$	$g_q = 1.00$	$g_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 52.09$	$N'_q = 35.02$	$N'_\gamma = 41.18$
----------------	----------------	---------------------

### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 2.84

### **9.6.2 Verifica a carico limite**

#### COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	56.47	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	56.47	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -4.90 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.06	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	499.50	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.35	[m]	Y = -3.17 [m]

#### Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	-8.58	[kN]
Componente dir. Y	23.50	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	47.89	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	863.75	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	863.75	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	47.89	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.73	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.70	[m]
Risultante in fondazione	865.07	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	3.17	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-632.62	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	10448.33	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.034	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.268	[N/mm <sup>2</sup> ]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 48.03$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.91$	$i_q = 0.91$	$i_\gamma = 0.86$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.25$	$d_q = 1.18$	$d_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione piano posa</b>	$b_c = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione pendio</b>	$g_c = 1.00$	$g_q = 1.00$	$g_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 52.09$	$N'_q = 35.02$	$N'_\gamma = 41.18$
----------------	----------------	---------------------

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	12.10
---	-------

**9.6.3 Verifica a ribaltamento**COMBINAZIONE n° 40

Valore della spinta statica	44.89	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	44.89	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.70	[m]	Y = -5.15 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0.05	[°]	

Incremento sismico della spinta	14.96	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.70	[m]	Y = -5.15 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0.07	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	429.30	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.35	[m]	Y = -3.17 [m]
Inerzia del muro	27.54	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-13.77	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	34.69	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-17.34	[kN]	

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	1.90	[kN]
Componente dir. Y	23.50	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	123.99	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	762.43	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	521.26	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2867.94	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	762.43	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	123.99	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.23	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.70	[m]
Risultante in fondazione	772.44	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-173.75	[kNm]

### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 5.50

#### **9.6.4 Verifica di stabilità globale**

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -5.16 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 11.11

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -15.38

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5.95

Larghezza della striscia dx[m]= 0.85

Coefficiente di sicurezza C= 2.84

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce:

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	5032.06	78.70	4934.46	4.35	63.20	0.000	0.000
2	11209.09	62.60	9952.04	1.85	63.20	0.000	0.000
3	14157.53	54.06	11462.78	1.45	63.20	0.000	0.000
4	16363.90	47.08	11982.61	1.25	57.27	0.000	0.000
5	18016.37	40.93	11802.69	1.13	29.26	0.000	0.000
6	19173.08	35.32	11083.43	1.05	29.26	0.000	0.000
7	20127.00	30.07	10085.53	0.99	29.26	0.000	0.000
8	22959.12	25.10	9738.15	0.94	29.26	0.000	0.000
9	11941.94	20.32	4146.61	0.91	29.26	0.000	0.000
10	12417.71	15.68	3356.80	0.89	29.26	0.000	0.000
11	12543.94	11.15	2426.33	0.87	29.26	0.000	0.000
12	12554.12	6.69	1462.99	0.86	29.26	0.000	0.000
13	12664.87	2.27	502.11	0.85	29.26	0.000	0.000
14	12666.57	-2.13	-471.72	0.85	29.26	0.000	0.000
15	12559.25	-6.55	-1433.39	0.86	29.26	0.000	0.000
16	12340.94	-11.01	-2357.39	0.87	29.26	0.000	0.000
17	12007.52	-15.54	-3217.05	0.89	29.26	0.000	0.000
18	11552.24	-20.17	-3983.51	0.91	29.26	0.000	0.000
19	10965.02	-24.94	-4624.46	0.94	29.26	0.000	0.000
20	10231.10	-29.91	-5102.13	0.98	29.26	0.000	0.000
21	9328.68	-35.15	-5370.19	1.04	29.26	0.000	0.000
22	8224.40	-40.75	-5368.06	1.13	29.26	0.000	0.000
23	6738.14	-46.87	-4917.79	1.25	56.27	0.000	0.000
24	4576.58	-53.83	-3694.37	1.45	63.20	0.000	0.000
25	1661.03	-62.30	-1470.64	1.84	63.20	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 2961.77 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 499.41 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 1796.41 \text{ [kN]}$$

$$\sum c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00 \text{ [kN]}$$

## 9.7 Verifiche strutturali

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

L'ascissa X (espressa in m) ha origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione ed è considerata positiva verso monte o verso valle rispettivamente per la fondazione di valle e di monte.

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte) per il muro o le fibre inferiori per la fondazione, in [kNm].

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN].

Taglio positivo se diretto da monte verso valle per il muro o verso l'alto per la fondazione, espresso in [kN].

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro.

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte per i muri o superiore per la fondazione in [cmq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle per i muri o inferiore per la fondazione in [cmq]
σ <sub>c</sub>	tensione massima nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ <sub>fs</sub>	tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di monte per il muro o in corrispondenza del lembo superiore per la fondazione in [N/mmq]
σ <sub>fi</sub>	tensione massima nell'armatura disposta sul lembo di valle per il muro o in corrispondenza del lembo inferiore per la fondazione in [N/mmq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza minimo della sezione (valutato su tutte le combinazioni)
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### 9.7.1 Paramento

#### Inviluppo combinazioni SLU – Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(Comb 22)		(Comb 39)
1	0.00	23.50	30.55	-44.26	65.14	-16.50	16.50
2	3.40	91.50	118.95	-90.77	130.84	-8.58	24.41
3	6.80	159.50	207.35	-87.19	246.61	12.95	60.91

#### Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
					(Comb 50)		(Comb 49)
1	0.00	23.50	23.50	-28.44	44.50	-11.00	11.00
2	3.40	91.50	91.50	-58.45	89.28	-4.91	17.08
3	6.80	159.50	159.50	-49.95	172.58	11.66	34.39

#### Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	100, 80	2.26	2.26	33.10	-78.09	1.22	272.97	--	--
2	3.40	100, 80	7.92	2.26	117.51	108.24	1.19	283.66	--	--

3	6.80	100, 80	7.92	2.26	200.69	204.39	1.21	299.16	--	--
---	------	---------	------	------	--------	--------	------	--------	----	----

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>
1	0.00	100, 80	2.26	2.26	1.714	0.017	215.747	119.727
2	3.40	100, 80	7.92	2.26	1.987	0.026	103.730	156.124
3	6.80	100, 80	7.92	2.26	3.854	0.053	210.168	-43.712

**9.7.2 Fondazione di valle**

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2.20	18.45	(comb. 39) 200.64	59.99	(comb. 39) 195.24

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2.20	31.26	(comb. 50) 118.60	66.03	(comb. 50) 131.34

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS <sub>min</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
2	2.20	100, 150	6.28	6.28	0.00	353.15	1.76	446.34	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
4	2.20	100, 150	6.28	6.28	1.024	0.106	133.788	-11.273

**9.7.3 Fondazione di monte**

Inviluppo combinazioni SLU - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2.70	(comb. 22) -215.58	141.65	(comb. 9) -190.21	38.70

Inviluppo combinazioni SLE - Sollecitazioni

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2	2.70	-13.92	(comb. 51) 100.19	-43.57	(comb. 51) 24.53

Inviluppo SLU - Verifiche

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS <sub>min</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
2	2.60	100, 150	6.28	6.28	0.00	-353.15	1.66	446.34	--	--

Inviluppo SLE - Verifiche

<b>Nr.</b>	<b>X</b>	<b>B, H</b>	<b>A<sub>fs</sub></b>	<b>A<sub>fi</sub></b>	<b>σ<sub>c</sub></b>	<b>τ<sub>c</sub></b>	<b>σ<sub>fi</sub></b>	<b>σ<sub>fs</sub></b>
4	2.60	100, 150	6.28	6.28	0.865	-0.035	113.026	15.703