

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA - MONTEBELLO VICENTINO

RELAZIONE

INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.		SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore			-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N 0 D	0 0	D	I 2	C L	I N 4 7 0 0	0 0 1	A

ATI bonifica	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	NUOVA REVISIONE PER ISTRUTTORIA	F. Galdiero	25/07/2015	S. Grimaldi	25/07/2015	P. Polidori	25/07/2015	Alberto Checchi iscritto all'Ordine degli ingegneri della Provincia di Roma al n° 12414 – Sez. A settore Civile ed Ambientale Luglio 2015

File: IN0D00D12CLIN4700001A_00A.DOC	CUP: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	3
2.1	Unità di misura.....	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
3.1	Documenti Referenziati.....	6
4	MATERIALI UTILIZZATI.....	7
4.1	Calcestruzzo.....	7
4.2	Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450 C.....	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
5.1	Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto.....	10
5.2	Falda di progetto.....	11
5.3	Classificazione sismica.....	11
5.4	Analisi dei carichi.....	12
5.4.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati (condizione 1).....	12
5.4.2	Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione 2).....	12
5.5	Combinazioni di carico.....	13
6	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	14
6.1	calcolo delle spinte.....	14
6.2	scarichi in testa ai pali.....	20
7	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	22
8	VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR).....	25
8.1	fondazione (INVILUPPO ALTEZZE 2-8).....	25
8.2	paramento (INVILUPPO ALTEZZE 2-8).....	27
8.3	palo (INVILUPPO ALTEZZE 2-8).....	29
9	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE.....	32

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D00DI2CLIN4700001	REV. A	Pag. 3 di 32

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto Definitivo della tratta AV/AC Verona-Padova, subtratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche strutturali del muro di sostegno della WBS IN47.

Il muro oggetto di studio è costituito da un paramento di altezza variabile ed è gettato in opera. Laddove, le altezze sono superiori a 3,0 metri, si prevedono pali di fondazione.

Si riporta, di seguito, la sezione trasversale dell'opera oggetto di studio.

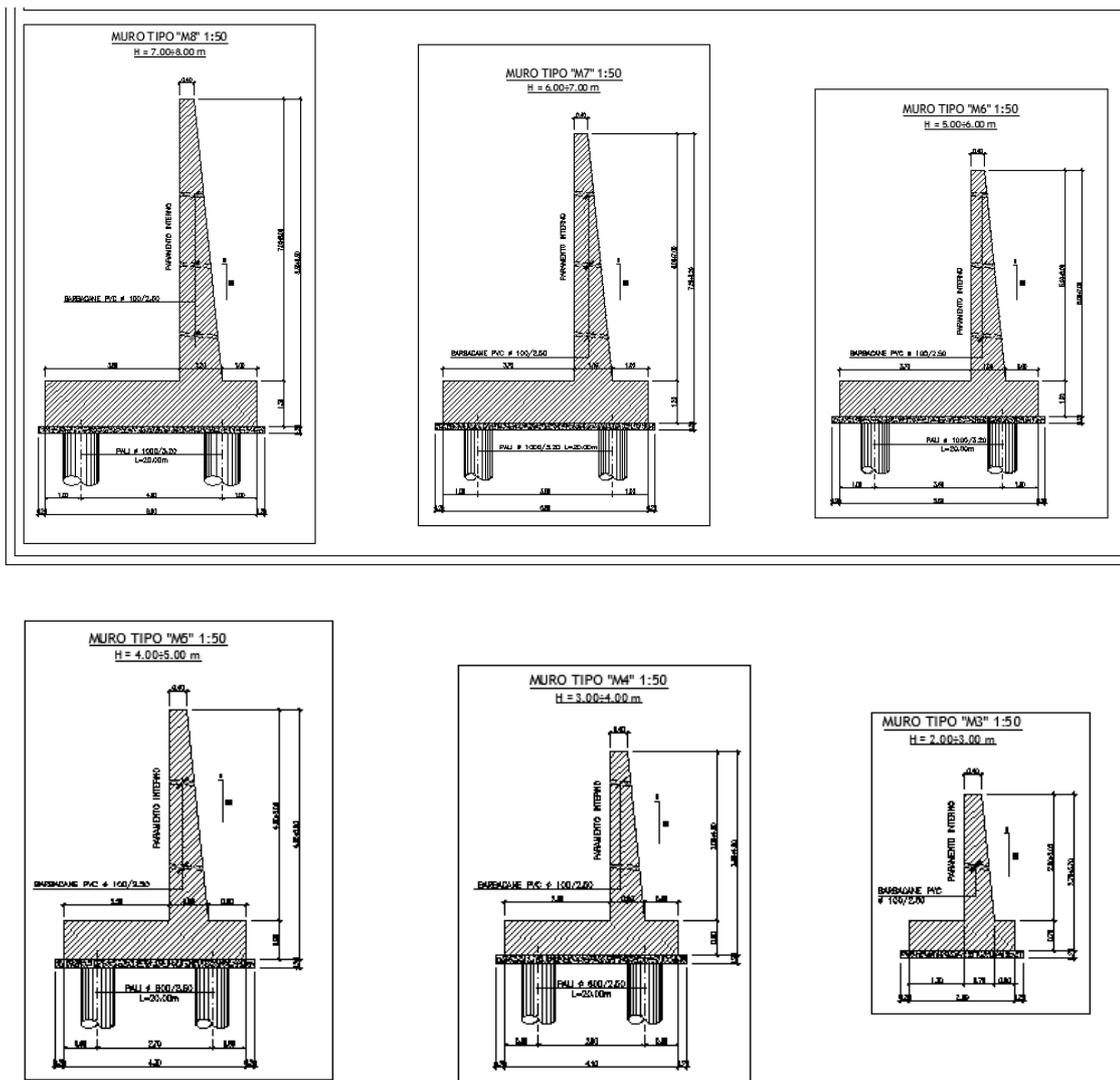


Figura 1 - Sezione trasversale

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D00DI2CLIN4700001	REV. A	Pag. 5 di 32

2.1 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [Mpa]

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D00DI2CLIN4700001	REV. A	Pag. 6 di 32

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- 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.
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- Manuale di progettazione ITALFERR.

4 MATERIALI UTILIZZATI

4.1 CALCESTRUZZO

C32/40 (per paramento e fondazione)

Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 33300 \text{ N/mm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.20$
Densità di Massa	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di espansione termica:	$\alpha = 1.00\text{E-}05 \text{ m/}^\circ\text{C}$

Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m,$
dove $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$	$f_{cd} = 18.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m,$
	$f_{ctd} = 1.40 \text{ N/mm}^2$

Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione:	
in combinazione di carico rara:	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ Mpa}$
in combinazione di carico quasi permanente:	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

C25/30 (per pali di fondazione)

Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.20$
Densità di Massa	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di espansione termica:	$\alpha = 1.00E-05 \text{ m/}^\circ\text{C}$

Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m,$
dove $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$	$f_{cd} = 14.16 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m,$
	$f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2$

Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione:	
in combinazione di carico rara:	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 15.0 \text{ Mpa}$
in combinazione di carico quasi permanente:	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$

Stato limite apertura delle fessure (comune a tutte le classi di cls)

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
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	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Nel caso in esame le verifiche a fessurazione sono condotte in condizioni ambientali aggressive e considerando un'armatura poco sensibile, pertanto si adotteranno i valori limite:

$$w_3 = 0.4 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico frequente}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico quasi permanente}$$

4.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

B450 C (controllato in stabilimento)

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa} \quad \text{tensione caratteristica di snervamento}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ MPa} \quad \text{tensione caratteristica di calcolo}$$

$$E_s = 210'000 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

$$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{tensione limite}$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D00DI2CLIN4700001	REV. A
		Pag. 10 di 32

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

5.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono riportate di seguito.

Progressiva	Parametri geotecnici terreno di posa fondazione	Parametri geotecnici terreno laterale
--	Argille, limi	Rilevato ferroviario

I parametri geotecnici di riferimento per i terreni presenti in sito sono:

Parametri geotecnici terreno in sito					
	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (KPa)	Φ' (°)	ν	E_d (MPa)
Argille, limi	18	25	20	0.3	3

I parametri geotecnici del rilevato ferroviario sono:

- $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $\varphi' = 38^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0.00 \text{ kPa}$ coesione drenata

Il calcolo delle spinte agenti sul muro è stato fatto sulla base dei parametri geotecnici che caratterizzano il rilevato ferroviario.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO	REV.	Pag. 11 di 32
IN0D00DI2CLIN4700001	A	

5.2 FALDA DI PROGETTO

La quota del pelo libero della falda è a +0.70 m dalla quota di intradosso della fondazione. Essendo, quindi, la falda a quota fondazione è possibile trascurare la stessa nell'ambito delle valutazioni di natura strutturale dell'opera.

5.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo al D.M. 14 gennaio 2008.

La categoria di suolo di fondazione viene definita sulla base della conoscenza di Vs30, ricavato dalle indagini sismiche eseguite nelle campagne geognostiche. In particolare, nel caso in esame si considera una categoria di suolo di **tipo C**: "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille mediamente consistenti, con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT < 50 o coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa).

5.4 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

5.4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI (CONDIZIONE 1)

Il *peso proprio* degli elementi strutturali è stato calcolato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Peso permanenti portati soletta superiore (ballast, sub-ballast):

Sovraccarico permanente ($s=0.75\text{m}$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)	$p_b =$	13.50 kN/m
---	---------	------------

Cautelativamente si assume che il carico dovuto al sovraccarico permanente sia distribuito sull'intero rilevato a tergo del muro.

5.4.2 CARICHI ACCIDENTALI, RIPARTIZIONE CARICHI VERTICALI (CONDIZIONE 2)

Il carico accidentale più sfavorevole per l'opera in esame è quello rappresentato dal treno LM71.

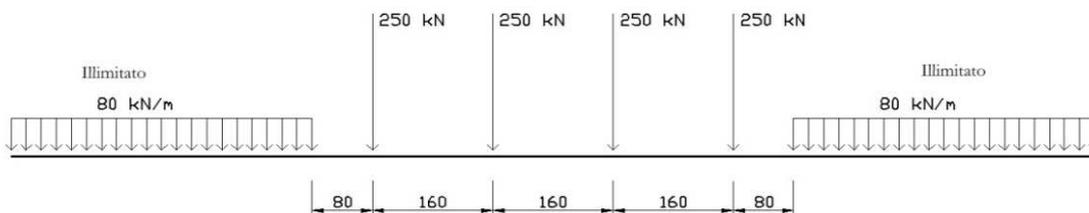


Figura 4 - Treno LM71

Il sovraccarico ferroviario (LM71) è stato distribuito, cautelativamente, sulla larghezza della traversina in direzione trasversale (ossia 2.60m) e sull'ingombro dei tre assi ($3 \times 1.60 = 4.80\text{m}$). Quest'ultima distribuzione è valida solo per le forze concentrate

Pertanto i carichi uniformemente ripartiti sul rilevato dovuti al treno LM71 risultano:

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate	$P_{V.Q1.cop} =$	80.00 kN/m
Carico ripartito prodotto dal carico distribuito	$P_{V.Q2.cop} =$	31.00 kN/m

Cautelativamente si assume che il carico dovuto alle forze concentrate sia distribuito sull'intero rilevato a tergo del muro.

5.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le combinazioni eseguite ai sensi delle NTC 2008 (solo STR).

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n°1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Condizione 1	SFAV	1.35	1.11	1.50
Condizione 2	SFAV	1.45	1.00	1.45

Combinazione n°2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n°3 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n°4 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	0.50	0.50

Combinazione n°5 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
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
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

6 MODELLAZIONE ADOTTATA

La modellazione e l'analisi è stata eseguita con il programma MAX versione 10.10 della AZTEC informatica.

6.1 CALCOLO DELLE SPINTE

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione p rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_H W \quad F_{iV} = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Valori delle spinte e forze risultanti

Analisi della spinta e verifiche(4.00m)

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 Culmann
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.16 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_H = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 10.24$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_V = 0.50 * k_H = 5.12$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	7.50 [m]

Peso muro	165.2625 [kN]
Baricentro del muro	X=0.07 Y=-3.86

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2.50	Y = -5.30
Punto superiore superficie di spinta	X = 2.50	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	5.30 [m]	
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

COMBINAZIONE n°1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	298.3040	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	298.3040	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0.0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.50	[m]	Y = -2.95	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.50	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	560.5744	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte		X = 1.25 [m]	Y = -2.20	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	298.3040	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	725.8369	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	725.8369	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	298.3040	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.33	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.30	[m]
Risultante in fondazione	784.7448	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22.34	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	242.5958	[kNm]

COMBINAZIONE n°2

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	118.4215	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	118.4215	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0.0000	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.50	[m]	Y = -3.22	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.50	[°]		
Incremento sismico della spinta	31.3977	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2.50	[m]	Y = -2.65	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	58.38	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	293.7500	[kN]		

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte		X = 1.25 [m]	Y = -2.20
	[m]		
Inerzia del muro	16.9205	[kN]	
Inerzia verticale del muro	8.4602	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	30.0757	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	15.0378	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	196.8154	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	482.5106	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	482.5106	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	196.8154	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.45	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	4.30	[m]	
Risultante in fondazione	521.1072	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22.19	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	218.8713	[kNm]	

COMBINAZIONE n°3

Valore della spinta statica	118.4215	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	118.4215	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0.0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.50	[m]	Y = -3.22 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.50	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	293.7500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte		X = 1.25 [m]	Y = -2.20
	[m]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	118.4215	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	459.0125	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	459.0125	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	118.4215	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.06	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	4.30	[m]	
Risultante in fondazione	474.0423	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.47	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	29.1921	[kNm]	

COMBINAZIONE n°4

Valore della spinta statica	152.8849	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	152.8849	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	0.0000	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2.50	[m]	Y = -3.09 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0.00	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.50	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 353.7500 [kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 1.25 [m] Y = -2.20
[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 152.8849 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 519.0125 [kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 519.0125 [kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 152.8849 [kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.13 [m]
Lunghezza fondazione reagente 4.30 [m]
Risultante in fondazione 541.0617 [kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 16.41 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione 66.5958 [kNm]

COMBINAZIONE n°4

Valore della spinta statica 152.8849 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica 152.8849 [kN]
Componente verticale della spinta statica 0.0000 [kN]
Punto d'applicazione della spinta X = 2.50 [m] Y = -3.09 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 0.00 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 62.50 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 353.7500 [kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 1.25 [m] Y = -2.20
[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 152.8849 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 519.0125 [kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 519.0125 [kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 152.8849 [kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.13 [m]
Lunghezza fondazione reagente 4.30 [m]
Risultante in fondazione 541.0617 [kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 16.41 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione 66.5958 [kNm]

6.2 SCARICHI IN TESTA AI PALI

Determinazione degli scarichi sul palo

La ridistribuzione dei carichi sui pali viene effettuata nell'ipotesi di piastra di fondazione infinitamente rigida (3 gradi di libertà)

Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

Risultati

Combinazione n°1

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale	[kN]	298.304
Verticale	[kN]	725.837
Momento	[kNm]	-242.596

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	Tu [kN]	Mu [kNm]
1	3	683.70	372.88	0.00	485.80	0.00
2	3	1130.89	372.88	0.00	485.80	0.00

Combinazione n°2

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale	[kN]	196.815
Verticale	[kN]	482.511
Momento	[kNm]	-218.871

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	Tu [kN]	Mu [kNm]
1	3	401.16	246.02	0.00	485.80	0.00
2	3	805.11	246.02	0.00	485.80	0.00

Combinazione n°3

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale [kN] 118.422
 Verticale [kN] 459.013
 Momento [kNm] -29.192

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	3	547.39	148.03	0.00
2	3	600.14	148.03	0.00

Combinazione n°4

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale [kN] 152.885
 Verticale [kN] 519.013
 Momento [kNm] -66.596

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	3	587.84	191.11	0.00
2	3	709.69	191.11	0.00

Combinazione n°5

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale [kN] 210.324
 Verticale [kN] 619.013
 Momento [kNm] -128.935

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	3	655.26	262.90	0.00
2	3	892.27	262.90	0.00

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO	REV.	Pag. 22 di 32
IN0D00DI2CLIN4700001	A	

7 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Altezza 2-5 metri

Le sollecitazioni nelle diverse membrature costituenti l'opera in esame sono state valutate dal software come di seguito riportato:

- Paramento: calcolo a mensola;
- Fondazione: calcolo a piastra;
- Palo: analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti), tenendo conto della plasticizzazione del terreno (stato passivo).

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime per ciascun elemento (paramento, fondazione e palo):

Fondazione

Combinazione 1 (SLU-A1M1): $M_{ED,max} = 470\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 505\text{KN}$

Combinazione 2 (SLU-sisma): $M_{ED,max} = 205\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 354\text{KN}$

Combinazione 3 (SLE-qperm): $M_{ED,max} = 121\text{KNm}$

Combinazione 4 (SLE-freq): $M_{ED,max} = 172\text{KNm}$

Combinazione 5 (SLE-rara): $M_{ED,max} = 258\text{KNm}$

Paramento

Combinazione 1 (SLU-A1M1): $M_{ED,max} = 455\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 233\text{KN}$

Combinazione 2 (SLU-sisma): $M_{ED,max} = 212\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 118\text{KN}$

Combinazione 3 (SLE-qperm): $M_{ED,max} = 147\text{KNm}$

Combinazione 4 (SLE-freq): $M_{ED,max} = 211\text{KNm}$

Combinazione 5 (SLE-rara): $M_{ED,max} = 315\text{KNm}$

Palo

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO	REV. A	Pag. 23 di 32

Combinazione 1 (SLU-A1M1): $N_{ED} = 684\text{KN}$; $M_{ED,max} = 1260\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 373\text{KN}$

Combinazione 2 (SLU-sisma): $N_{ED} = 401\text{KN}$; $M_{ED,max} = 691\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 246\text{KN}$

Combinazione 3 (SLE-qperm): $N_{ED} = 540\text{KN}$; $M_{ED,max} = 346\text{KNm}$

Combinazione 4 (SLE-freq): $N_{ED} = 587\text{KN}$; $M_{ED,max} = 486\text{KNm}$

Combinazione 5 (SLE-rara): $N_{ED} = 656\text{KN}$; $M_{ED,max} = 760\text{KNm}$

I momenti flettenti nel palo sono stati valutati nell'ipotesi cautelativa di palo incernierato alla soletta di base. Tale scelta è dettata dalla volontà di massimizzare le sollecitazioni di calcolo. Si precisa che nella valutazione delle incidenze l'armatura calcolata è stata considerata solo su un tratto di 5m di palo, mentre per la rimanente parte è stata considerata l'armatura minima da regolamento pari a 1% dell'area della sezione.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: INTERFERENZE VIARIE - IN47 - DEVIAZIONI STRADALE SS PORCILANA DAL km 19+925 AL km 20+546 MURO DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D00DI2CLIN4700001	REV. A	Pag. 24 di 32

Altezza 6-8 metri

Le sollecitazioni nelle diverse membrature costituenti l'opera in esame sono state valutate dal software come di seguito riportato:

- Paramento: calcolo a mensola;
- Fondazione: calcolo a piastra;
- Palo: analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti), tenendo conto della plasticizzazione del terreno (stato passivo).

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime per ciascun elemento (paramento, fondazione e palo):

Paramento

Combinazione 1 (SLU-A1M1): $M_{ED,max} = 970\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 805\text{KN}$

Combinazione 2 (SLU-sisma): $M_{ED,max} = 410\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 654\text{KN}$

Combinazione 3 (SLE-qperm): $M_{ED,max} = 240\text{KNm}$

Combinazione 4 (SLE-freq): $M_{ED,max} = 350\text{KNm}$

Combinazione 5 (SLE-rara): $M_{ED,max} = 520\text{KNm}$

Palo

Combinazione 1 (SLU-A1M1): $N_{ED} = 784\text{KN}$; $M_{ED,max} = 1398\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 473\text{KN}$

Combinazione 2 (SLU-sisma): $N_{ED} = 501\text{KN}$; $M_{ED,max} = 791\text{KNm}$; $V_{ED,max} = 346\text{KN}$

Combinazione 3 (SLE-qperm): $N_{ED} = 640\text{KN}$; $M_{ED,max} = 446\text{KNm}$

Combinazione 4 (SLE-freq): $N_{ED} = 687\text{KN}$; $M_{ED,max} = 586\text{KNm}$

Combinazione 5 (SLE-rara): $N_{ED} = 756\text{KN}$; $M_{ED,max} = 860\text{KNm}$

I momenti flettenti nel palo sono stati valutati nell'ipotesi cautelativa di palo incernierato alla soletta di base. Tale scelta è dettata dalla volontà di massimizzare le sollecitazioni di calcolo. Si precisa che nella valutazione delle incidenze l'armatura calcolata è stata considerata solo su un tratto di

5m di palo, mentre per la rimanente parte è stata considerata l'armatura minima da regolamento pari a 1% dell'area della

8 VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR)

8.1 FONDAZIONE (INVILUPPO ALTEZZE 2-8)

Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	0.900 m
copriferro nominale	$c =$	6.5 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	7.5 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.825 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	1 Φ 20 / 10 = 31.42 cm ²
	integr.	+ 0 Φ 16 / 20 = 0.00 cm ²
		$A_f =$ 31.42 cm ²
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 Φ 20 / 10 = 31.42 cm ²
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 Φ 12 / 40x20 = 14.14 cm ² /m

VERIFICHE AGLI SLU

Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	0.0 kN
combinazione fondamentale		$M_{Ed,A1} =$	470.0 kN m
combinazione sismica		$M_{Ed,S} =$	205.0 kN m
Taglio		$V_{Ed,A1} =$	505.0 kN m
combinazione fondamentale		$V_{Ed,S} =$	354.0 kN m
combinazione sismica			

Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	$M_{Rd} =$	967.2 kN m
coefficiente di sicurezza	$CS_{A1} =$	2.06
	$CS_S =$	4.72

Verifiche a taglio

Taglio resistente con armatura a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 1026.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 1026.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 2317.1 \text{ kN}$$

dove $f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 9.05 \text{ MPa}$

$\text{ctg}\theta = 2.50$ $\alpha_c = \alpha_c (\sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.00$

coefficiente di sicurezza $CS_{A1} = 2.03$

$CS_S = 2.90$

VERIFICHE AGLI SLE

Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	0.0 kN
combinazione rara (caratteristica)		$M_{Ed,R} =$	258.0 kN m
combinazione frequente		$M_{Ed,FR} =$	172.0 kN m
combinazione quasi permanente		$M_{Ed,QP} =$	121.0 kN m

Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	2.5 MPa	\leq (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	< 2.0 MPa	\leq (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	109.5 MPa	\leq (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	21.2 cm		

Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	20.00 mm	$s =$	100 mm
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	0.0002		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	432.0 mm		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	0.09 mm	\leq (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} =$	0.06 mm	\leq (OK)	0.20 mm

8.2 PARAMENTO (INVILUPPO ALTEZZE 2-8)

Geometria sezione ed armature

Altezza sezione	$H =$	0.850 m
copriferro nominale	$c =$	6.5 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	7.5 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.775 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	1 Φ 20 / 10 = 31.42 cm ²
	integr.	+ 0 Φ 16 / 20 = 0.00 cm ²
		$A_f =$ 31.42 cm ²
Armatura compressa:	$A'_f =$	1 Φ 20 / 10 = 31.42 cm ²
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	0 Φ 12 / 40x40 = 0.00 cm ² /m

VERIFICHE AGLI SLU

Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	0.0 kN
combinazione fondamentale		$M_{Ed,A1} =$	455.0 kN m
combinazione sismica		$M_{Ed,S} =$	212.0 kN m
Taglio		$V_{Ed,A1} =$	233.0 kN m
combinazione fondamentale		$V_{Ed,S} =$	118.0 kN m
combinazione sismica			

Verifiche a pressoflessione

Momento resistente	$M_{Rd} =$	905.8 kN m
coefficiente di sicurezza	$CS_{A1} =$	1.99
	$CS_S =$	4.27

Verifiche a taglio

Taglio resistente senza armatura a taglio

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d = \mathbf{329.5 \text{ kN}}$$

$$(\geq [v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d = 284.1 \text{ MPa})$$

dove $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.367 \text{ MPa}$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.508 \quad (\leq 2.0)$$

$$\rho_1 = A_f / (b_w d) = 0.0041 \quad (\leq 0.02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / (b_w H) = 0.0 \text{ MPa}$$

$$(\leq 0.2 f_{cd} = 3.6 \text{ MPa})$$

coefficiente di sicurezza

$$CS_{A1} = \mathbf{1.41}$$

$$CS_S = \mathbf{2.79}$$

VERIFICHE AGLI SLE

Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	$N_{Ed} =$	0.0 kN
combinazione rara (caratteristica)		$M_{Ed,R} =$	315.0 kN m
combinazione frequente		$M_{Ed,FR} =$	211.0 kN m
combinazione quasi permanente		$M_{Ed,QP} =$	147.0 kN m

Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	3.4 MPa	\leq (OK)	19.2 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	< 2.0 MPa	\leq (OK)	14.4 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	142.9 MPa	\leq (OK)	360.0 MPa
Posizione asse neutro	$x_c =$	20.4 cm		

Verifiche a fessurazione

diametro e passo barre	$\phi =$	20.00 mm	$s =$	100 mm
deformazione media barre	$\epsilon_{sm,fr} =$	0.0003		
massima distanza tra fessure	$\Delta_{smax,fr} =$	432.0 mm		
ampiezza delle fessure	$w_{FR} =$	0.12 mm	\leq (OK)	0.30 mm
	$w_{QP} =$	0.08 mm	\leq (OK)	0.20 mm

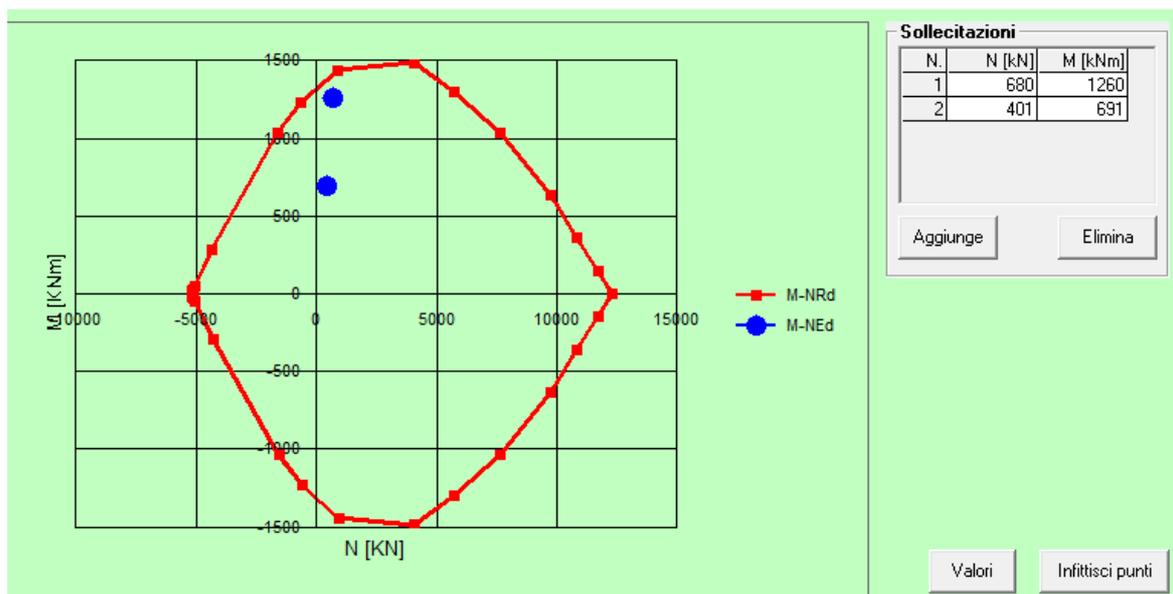
8.3 PALO (INVILUPPO ALTEZZE 2-8)

Geometria sezione ed armature:

Diametro della sezione:	D = 0.80m
Copriferro nominale:	c = 6.5cm
Copriferro in asse:	u = 7.5cm
Armatura circolare:	25φ26 (tratto di massima sollecitazione)

VERIFICHE SLU

Pressoflessione (DOMINIO M-N):



Taglio:

COMBINAZIONE 1 (SLU-A1M1)

Caratteristiche della sezione in c.a:

Forma	circolare		
	r=	400	mm (raggio della sezione)
	d=	654.65	mm ² (altezza utile eq.- punto 7.9.5.2.2)
	c=	75	mm (copriferro)
	b _{weq} =	506.88	mm (base della sezione rett. Equivalente)

Caratteristiche armature a taglio:

Sfaffe ϕ	12	/	25	"
A_{sw} =	226	mm ²	(area staffa supposta a 2 bracci)	
s=	300	mm	(passo delle staffe)	

Caratteristiche materiali:

cls C	25	/30	
f_{cd} =	14.2	Mpa	(resistenza a compressione di progetto cls)
Acciaio B	450	C	
f_{yd} =	391.3	Mpa	(resistenza a trazione di progetto acciaio)

Resistenze a taglio allo SLU (punto 4.1.2.1.3.2) :

v=	0.5	-	(coefficiente riduttivo di f_{cd})
α_c =	1	-	(coefficiente che tiene conto dello sforzo normale)
ω_{sw} =	0.049	-	(percentuale meccanica di armatura trasversale)
$\cot\theta$ =	2.50	-	(cotangente dell'inclinazione della biella compressa)
$V_{s,Rd}$ =	521	KN	(resistenza di calcolo a taglio-trazione)
$V_{c,Rd}$ =	729.46	KN	(resistenza di calcolo a taglio-compressione)

Verifica a taglio allo SLU:

V_{Rd} =	521	KN	(resistenza di calcolo della sezione)
COMBINAZIONE 1 (SLU – A1M1)			
V_d =	373	KN	(sollecitazione di calcolo)
FS=	1.39	-	(fattore di sicurezza allo SLU)
COMBINAZIONE 2 (SLU – SISMA)			
V_d =	246	KN	(sollecitazione di calcolo)
FS=	2.12	-	(fattore di sicurezza allo SLU)

VERIFICHE AGLI SLE

Sollecitazioni di calcolo

Momento flettente	\ Sforzo normale:	M_{Ed}	\ N_{Ed}
combinazione rara (caratteristica)	(R)	760.0 kN m	656.0 kN
combinazione frequente	(FR)	486.0 kN m	587.0 kN
combinazione quasi permanente	(QP)	343.0 kN m	540.0 kN

Verifiche tensionali agli stati limite di esercizio

calcestruzzo	$\sigma_{c,R} =$	14.3 MPa	<	15 MPa
	$\sigma_{c,QP} =$	6.66 MPa	<	11.25 MPa
acciaio	$\sigma_{a,R} =$	246.9 MPa	<	360.0 MPa

9 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze degli elementi che costituiscono il muro.

Si riportano le incidenze media stimate sulle altezze 2-3-4-5-6 metri.

Paramento	
Incidenza (Kg/mc)	120

Fondazione	
Incidenza (Kg/mc)	90

Pali	
Incidenza (Kg/mc)	80