

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

**LINEA A.V. /A.C. TORINO-VENEZIA Tratta VERONA-PADOVA
Lotto funzionale Verona-Bivio Vicenza**

PROGETTO ESECUTIVO

NV - VIABILITA'

NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050

OPERE DI SOSTEGNO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 E RI01

GENERAL CONTRACTOR					ITALFERR S.p.A.			SCALA :	
IL PROGETTISTA INTEGRATORE		Consorzio						-	
ing. Alessio CARRETTUCCI iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. A20865 Data: Gennaio 2024		Iricav Due Ing. Paolo CARMONA Data: Gennaio 2024							

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO	
IN17	12	E	I2	CL	NV5102	001	A		DI

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	ing. Alberto LEVORATO	Gennaio 2024

Progettazione :

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	Zuccolo	Gennaio 2024	Lavorato	Gennaio 2024	Carrettucci	Gennaio 2024	
B								
C								

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1712E2CLNV5102001A01 DWG
Progetto cofinanziato dalla Unione Europea		Cod. origine: CODICE

Scala di plot:

TUTTI I DIRITTI DEL PRESENTE DOCUMENTO SONO RISERVATI: LA PRODUZIONE ANCHE PARZIALE È VIETATA

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 2 di 138

LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA TRATTA VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE VERONA – BIVIO VICENZA

PROGETTO ESECUTIVO: OPERE DI SOSTEGNO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 E RI01

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>		<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 3 di 138</p>

INDICE

1.	PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
1.1.	Premessa	6
1.2.	Descrizione delle opere.....	6
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	11
2.1.	Documenti progettuali	11
2.2.	Normativa e standard di riferimento.....	12
2.2.1.	Normativa nazionale cogente	12
2.2.2.	Norme di riferimento	12
3.	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	14
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	15
4.1.	Calcestruzzo per pali di fondazione	15
4.1.1.	Prescrizioni di durabilità	15
4.1.2.	Copriferro.....	15
4.1.3.	Caratteristiche meccaniche e valori di progetto	15
4.1.4.	Requisiti di limitazione della fessurazione	16
4.2.	Calcestruzzo per paramento e suola di fondazione	17
4.2.1.	Prescrizioni di durabilità	17
4.2.2.	Copriferro.....	17
4.2.3.	Caratteristiche meccaniche e valori di progetto	17
4.2.4.	Requisiti di limitazione della fessurazione	18
4.3.	Acciaio per armatura lenta	19
4.3.1.	Caratteristiche meccaniche.....	19
4.3.2.	Valori di progetto	19
5.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	20
6.	MODELLI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO RAMO RA04 E RI01	21
7.	STRUMENTI DI CALCOLO	22
7.1.	Verifiche di resistenza.....	22
7.1.1.	Sezioni in c.a.	22
8.	ANALISI DEI CARICHI	23
8.1.	Peso proprio del calcestruzzo armato	23
8.2.	Sovraccarico del terreno	23
8.3.	Azioni variabili da traffico	23
8.3.1.	Sovraccarico di esercizio	23
8.3.2.	Urti su barriere e parapetti.....	24
8.4.	Azione sismica	25
8.5.	Spinte del terreno	27
8.5.1.	Spinta statica	27
8.5.2.	Spinta sismica.....	27
8.6.	Forze d'inerzia sismiche sulle strutture	29
9.	COMBINAZIONI DI CARICO	30
9.1.	Combinazioni S.L.U.	30
9.2.	Combinazioni S.L.E.....	30
9.2.1.	Coefficienti parziali	30
10.	CRITERI DI VERIFICA	32
10.1.	Verifiche agli stati limite di esercizio.....	32
10.1.1.	Verifiche a fessurazione	32
10.1.2.	Verifica delle tensioni in esercizio.....	32
10.2.	Verifiche agli stati limite ultimi.....	32
10.2.1.	Verifiche a flessione.....	32
10.2.2.	Verifiche a taglio	32
11.	VERIFICHE GEOTECNICHE MURO TIPO M3	33
11.1.	Verifica di scorrimento sul piano di posa (SLU GEO)	34
11.1.1.	Condizioni statiche	34

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>		<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 4 di 138</p>

11.1.2.	Condizioni sismiche con componente verticale verso il basso	35
11.1.3.	Condizioni sismiche con componente verticale verso l'alto	36
11.2.	Verifiche di ribaltamento (SLU EQU)	37
11.2.1.	Condizioni statiche	37
11.2.2.	Condizioni sismiche con componente verticale verso il basso	38
11.2.3.	Condizioni sismiche con componente verticale verso l'alto	39
11.3.	Verifiche di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO)	41
11.3.1.	Condizioni elementari di carico	41
11.3.2.	Condizione con massime azioni verticali ed orizzontali	43
11.3.3.	Condizione con minime azioni verticali e massime orizzontali.....	44
12.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MURI SU PALI (TIPO M4-M5-M6)	45
12.1.	Muro tipo M4	45
12.2.	Muro tipo M5	50
12.3.	Muro tipo M6	55
13.	VERIFICA DEI PALI	60
13.1.	Sollecitazioni.....	60
13.1.1.	Muro tipo M4	60
13.1.2.	Muro tipo M5	61
13.1.3.	Muro tipo M6	62
13.2.	Caratterizzazione geotecnica del terreno	63
13.3.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	64
13.4.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	64
13.5.	Calcolo della portanza dei pali	65
13.6.	Verifiche di resistenza dei pali	77
13.6.1.	Criteri di verifica.....	77
13.6.2.	Prescrizioni costruttive e armatura minima pali di fondazione	77
13.6.3.	Verifiche a presso-flessione	77
13.6.4.	Verifiche a taglio	87
13.6.5.	Spostamenti in testa ai pali per verifiche SLE	89
14.	SOLLECITAZIONI SU SUOLA DI FONDAZIONE E PARAMENTO VERTICALE	92
14.1.	Sollecitazioni sulla suola di fondazione	92
14.1.1.	Muro tipo M3	93
14.1.2.	Muro tipo M4	95
14.1.3.	Muro tipo M5	96
14.1.4.	Muro tipo M6	97
14.2.	Sollecitazioni sul paramento verticale	98
14.2.1.	Muro tipo M3	98
14.2.2.	Muro tipo M4	99
14.2.3.	Muro tipo M5	100
14.2.4.	Muro tipo M6	101
15.	VERIFICHE SU SUOLA DI FONDAZIONE E PARAMENTO VERTICALE	102
15.1.	Suola di fondazione	102
15.1.1.	Verifiche alle sollecitazioni normali	102
15.1.2.	Verifiche alle sollecitazioni taglienti	116
15.2.	Paramenti verticali	122
15.2.1.	Muro tipo M3	122
15.2.2.	Muro tipo M4	126
15.2.3.	Muro tipo M5	130
15.2.4.	Muro tipo M6	134

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro -
pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev.
A

Foglio
5 di 138

TABELLA DELLE REVISIONI

Nr	§	DESCRIZIONE
1	1.2	Aggiunta di postilla sull'aggiornamento delle verifiche al termine del paragrafo.
2	4.2	Modifica di materiale
3	-	-
4	-	-
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-
11	-	-

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 6 di 138

1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE

1.1. PREMESSA

L'oggetto del presente documento consiste nel calcolo di verifica e dimensionamento di un muro di sostegno a supporto della rampa del Viadotto "NV51". L'opera ricade nell'ambito del Progetto Definitivo del 1° Lotto Funzionale Verona-Bivio Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova.

1.2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera d'arte in oggetto è costituita da due muri di sostegno, denominati RI01 e RA04. Il primo ha lunghezza 76.83 m con paramento di altezza variabile (con massimo pari a 4.63 m) mentre il secondo è lungo 48.04 m con altezza massima di 5.30 m.

Il muro RI01 è stato suddiviso in 6 conci mentre il RA04 in 3 conci, aventi geometrie differenti. A livello di verifiche, le carpenterie degli elementi in oggetto sono stati suddivisi in 4 tipologie descritte brevemente nel seguito :

- Muro tipo M6, dotato di altezza massima pari a 6.30 m (paramento di altezza 5.30 m e fondazione di spessore 1.00 m), pali trivellati Ø1000 con interasse 3 m in direzione longitudinale e 3.60 m in direzione trasversale;
- Muro tipo M5, dotato di altezza massima pari a 4.99 m (paramento di altezza 4.09 m e fondazione di spessore 0.90 m), pali trivellati Ø800 con interasse 2.40 m in direzione longitudinale e 2.70 m in direzione trasversale;
- Muro tipo M4, dotato di altezza massima pari a 4.08 m (paramento di altezza 3.28 m e fondazione di spessore 0.80 m), pali trivellati con interasse 2.40 m in direzione longitudinale e 2.50 m in direzione trasversale;
- Muro tipo M3, dotato di altezza massima pari a 3.31 m (paramento di altezza 2.61 m e fondazione di spessore 0.70 m), dotato di fondazione diretta.

Le figure che seguono descrivono i tratti essenziali delle strutture oggetto di verifica:

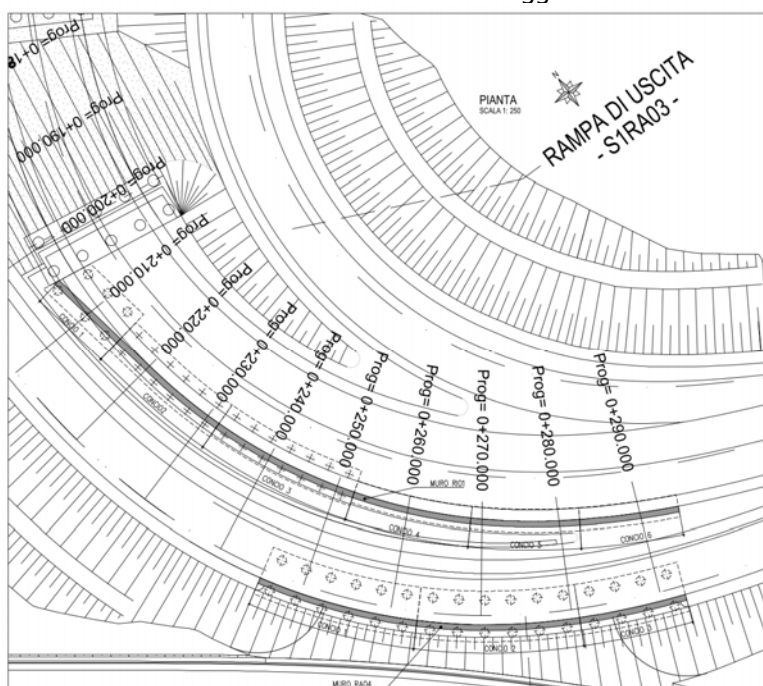
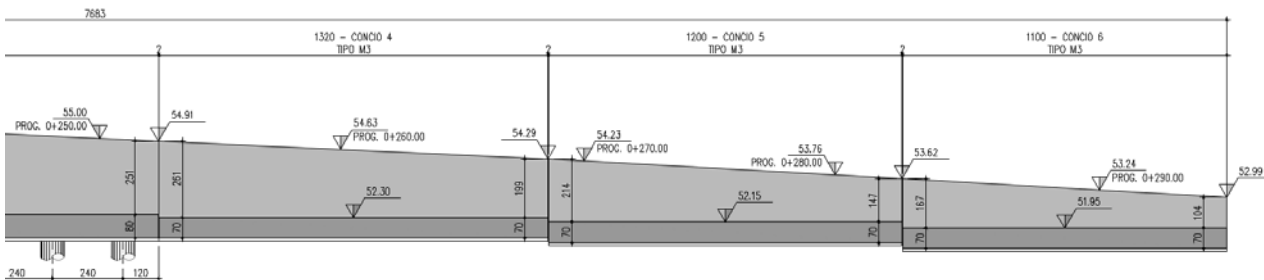
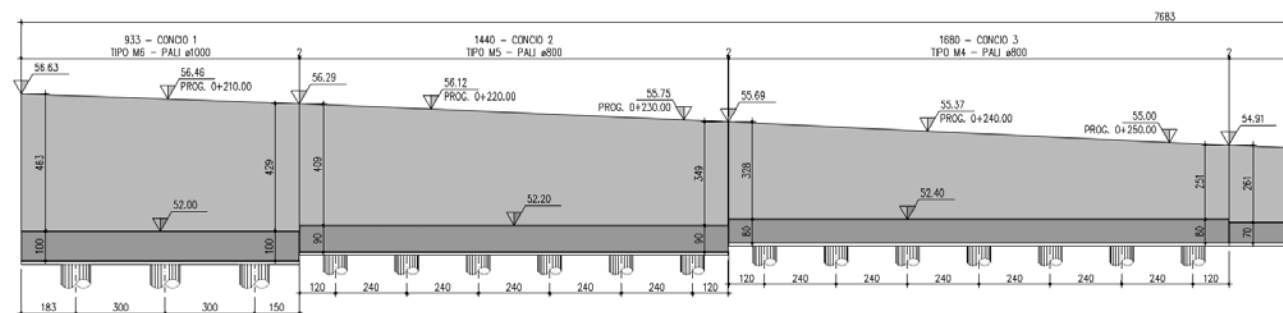


Figura 1.1: Planimetria dell'opera in oggetto

VISTA LONGITUDINALE MURO RI01
SCALA 1:100



VISTA LONGITUDINALE RA04
SCALA 1:100

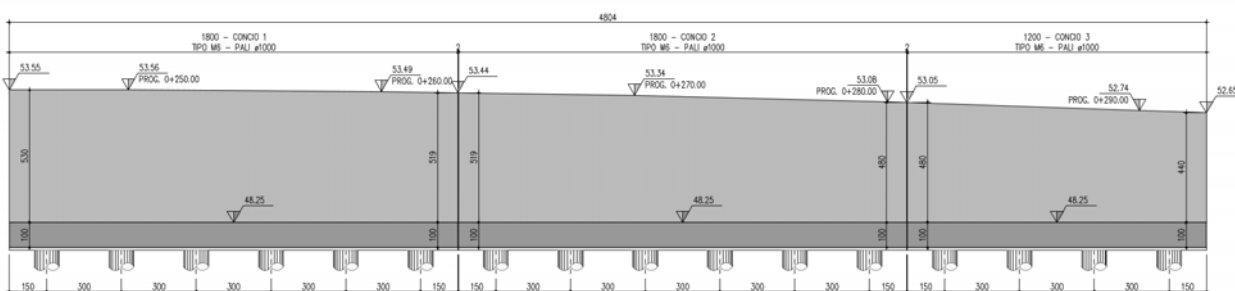


Figura 1.2: viste e sezioni principali – prospetto longitudinale

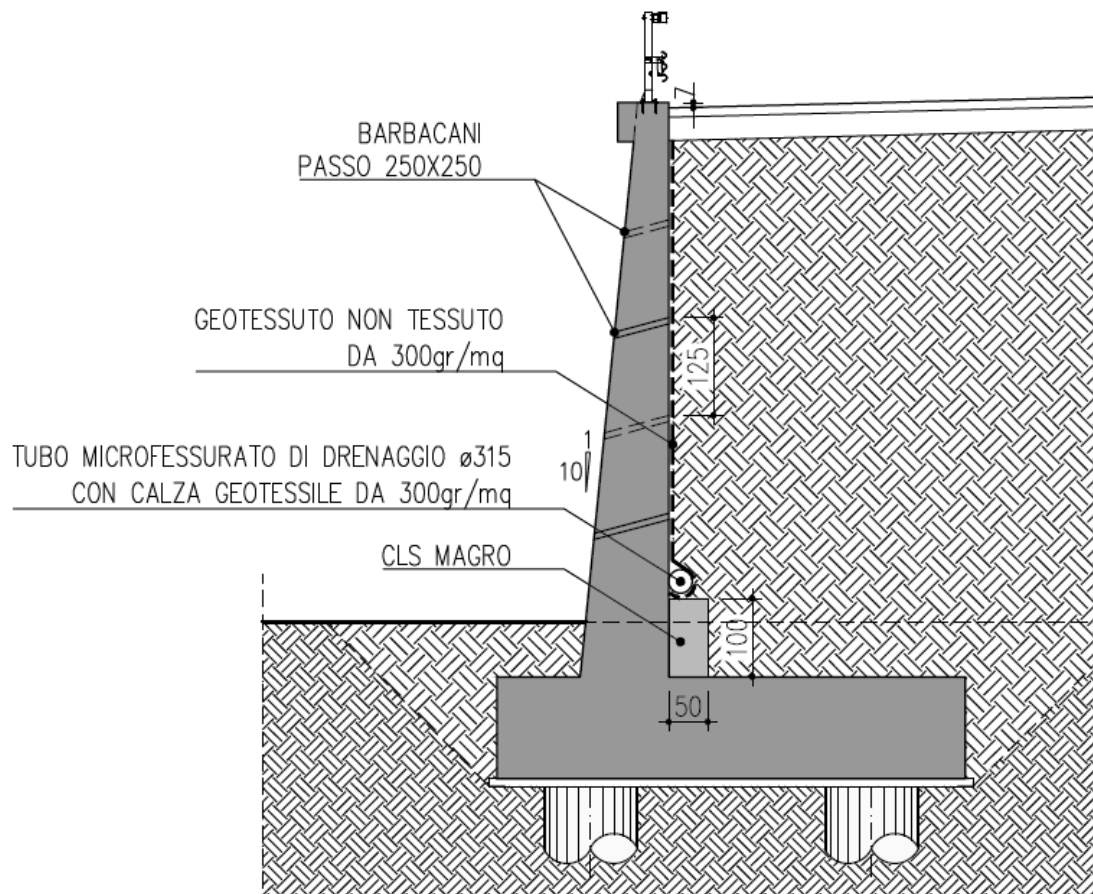


Figura 1.3: viste e sezioni principali – Sezione tipo trasversale

Nelle figure seguenti sono sintetizzate le sezioni tipologiche oggetto di verifica.

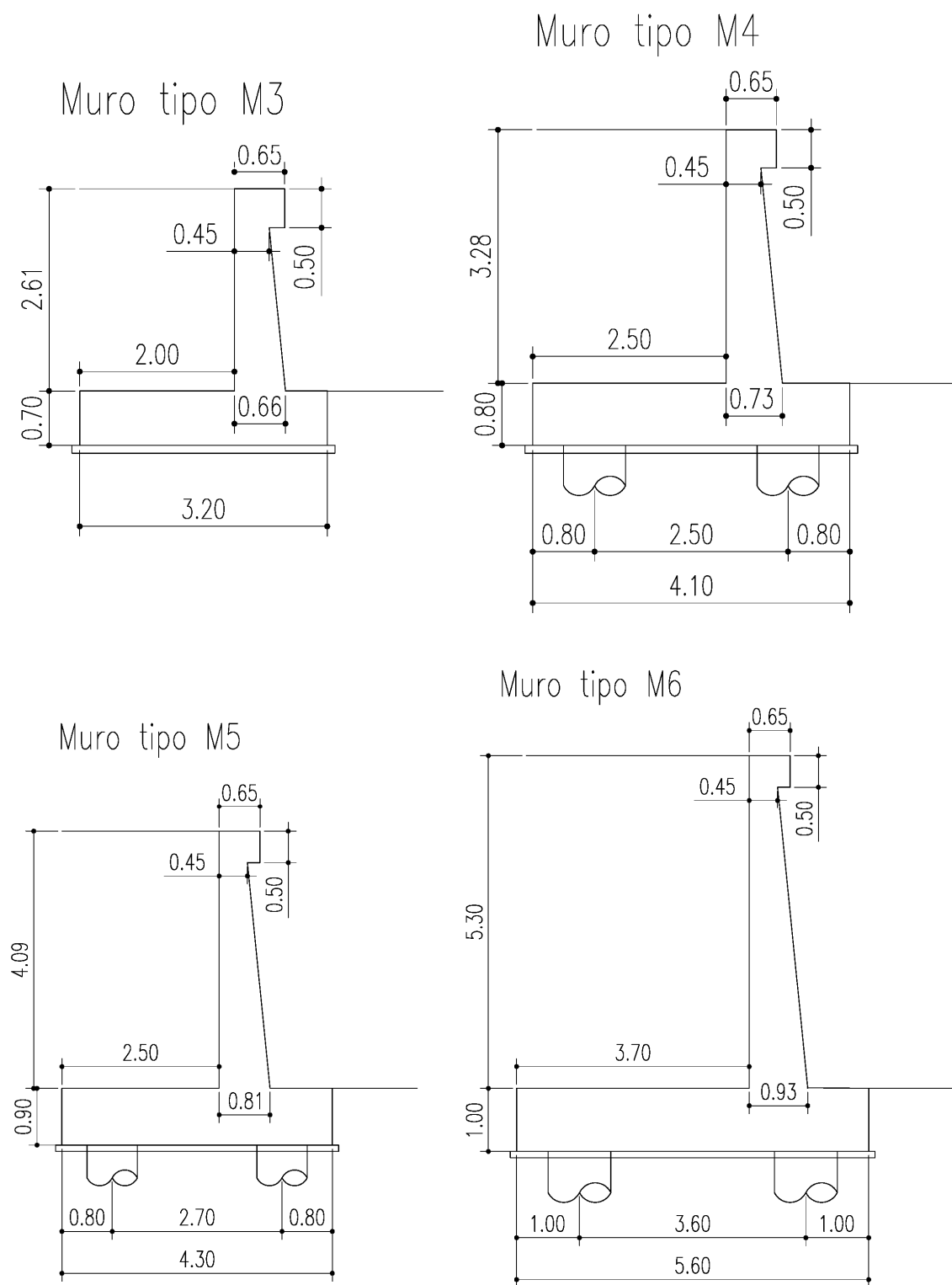


Figura 1.4: Sezioni trasversali dei muri oggetto di verifica (M3-M4-M5-M6)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 10 di 138</p>

N.B.: In quest'ultima revisione C della presente nota di calcolo, per ragioni legate alla classe di esposizione, è cambiato il materiale di paramento e suola di fondazione che è passato da classe di resistenza C30/37 a classe di resistenza C32/40, guadagnando quindi caratteristiche di resistenza superiori.

Tutte le verifiche eseguite fino alla precedente revisione B di questa nota di calcolo hanno dato esito positivo mettendo in conto un materiale C30/37, per cui nella presente revisione non si è ritenuto di modificarle, stante il fatto che risultando soddisfatte con l'impiego di un calcestruzzo di classe di resistenza C30/37 a maggior ragione lo sono aggiornando i valori delle resistenze di progetto ad una classe superiore.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 11 di 138</p>

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002003
- [2] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica generale & addendum – 1° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005101
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica – Rilevati e trincee con opere di sostegno e sottovia - 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005104
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RHXX0000003
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geologico e geotecnico in scala 1:5000/500 – Elaborati n° IN0D00DI2F5GE0002002.
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Nuove Viabilità – Profilo geotecnico opera NV51– Elaborato n° IN0D00DI2FZNV510X005
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – Tav.1 – Elaborato n° IN0D00DI2P4XX0000001
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sulle indagini geognostiche + Allegato 1 stratigrafie dei sondaggi – Elaborati n° IN0D02DI2RHGE0000008 e IN0D02DI2RHGE0000A08
- [9] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – Lotto funzionale VERONA – BIVIO VICENZA – Progetto esecutivo – Parte generale geologia e geotecnica - Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050) – Elaborato n° IN1710EI2RBGE0000001C
- [10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – Lotto funzionale VERONA – BIVIO VICENZA – Progetto esecutivo – Parte generale geologia e geotecnica – Planimetria con ubicazione indagini e profilo geotecnico da pk 4+500 a pk 9+000 – Elaborato n° IN1710EI2LZGE0000013B

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 12 di 138

2.2. NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione.

2.2.1. **Normativa nazionale cogente**

- [1] Legge 5 Novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 02/02/2009 n.617/C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008

2.2.2. **Norme di riferimento**

In ottemperanza a NTC §12, per riferimenti di calcolo o in mancanza di specifiche indicazioni si farà inoltre riferimento alle seguenti:

2.2.2.1. **Norme UNI**

- [4] UNI 11104:2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- [5] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

2.2.2.2. **Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN**

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

- [6] UNI EN 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [7] UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [9] UNI EN 1993-1-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [10] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [11] UNI EN 1993-2:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- [12] UNI EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [13] UNI EN 1993-1-11:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [14] UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [15] UNI EN 1994-2:2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- [16] UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- [17] UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 13 di 138</p>

- [18] UNI EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [19] UNI EN 1998-2:2011 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti
- [20] UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

2.2.2.3. Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [21] CNR-DT207-2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

2.2.2.4. Altri documenti di riferimento

- [35] Manuale di progettazione RFI – Prescrizioni Tecniche per la Progettazione dell’Infrastruttura (ed. 22/12/2017)
- [36] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [37] RFI. Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili (ed. 22/12/2017)
- [38] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- [39] RFI DTC INC PO SP IFS 002 A: Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- [40] 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;
- [41] Manuale di progettazione ITALFERR.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 14 di 138

3. VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

Con riferimento alla definizione delle azioni sismiche (si veda nel seguito) si definiscono i parametri di prestazione dell'opera.

In accordo al D.M. 14.01.2008, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R nel periodo di riferimento V_R .

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Coerentemente con quanto prescritto dalle NTC e tenendo conto dell'importanza della costruzione in esame, si è prevista per l'opera una vita nominale V_N di 100 anni e una classe d'uso III, cui corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a 1.5.

Il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta quindi pari a $V_R = 100$ anni.

Vita nominale (V_N):	100 anni
Classe d'uso:	III ($C_U = 1.5$)
Periodo di riferimento azione sismica ($V_R = V_N * C_U$):	150 anni
Categoria di sottosuolo	C

Stato limite	PVR (Probabilità di superamento nel periodo V_R)
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con $T_R =$ tempo di ritorno = $-V_R/\ln(1-PV_R)$:

Da cui: $V_r = V_n \times C_u = 100 \times 1.5 = 150$ anni.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 15 di 138

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Il calcestruzzo strutturale deve essere prodotto secondo i criteri proposti nella UNI EN 11104:2004 (aggregati EN 12620 ed acqua d'impasto EN 1008).

4.1.1. Prescrizioni di durabilità

Con riferimento a:

- UNI 11104:2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 e UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

Si hanno le seguenti caratteristiche del conglomerato:

- Nei confronti della corrosione indotta da carbonatazione: XC2 bagnato, raramente asciutto.
- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di lavorabilità: S4
- Massimo rapporto a/c: 0.60
- Contenuto minimo in aria 4%
- Minimo contenuto in cemento 300 kg/m³
- Diametro massimo inerte: 25 mm

4.1.2. Copriferro

Calcolo copriferro - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C _{min}	C _o	ambiente	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Elementi altri

Classe Calcestruzzo: C25/30
 Condizioni ambientali: ordinarie
 Vita nominale costruzione: 100 [anni]
 Tolleranza di posa: 10 [mm]
 Pali: $c = 60 > 25 (C > C_{min}) + 10 + 10$ (tolleranza) = 45 mm

4.1.3. Caratteristiche meccaniche e valori di progetto

Con riferimento alla resistenza meccanica sono considerati nella progettazione i seguenti valori.

Classe normata:		25/30	MPa
Classe di resistenza cubica:	R _{ck} =	30	MPa
Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	f _{ck} = 0.83×R _{ck} =	24.90	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	f _{cm} = f _{ck} + 8 =	32.90	MPa
Resist. a trazione media:	f _{ctm} = 0.30×f _{ck} ^{2/3} =	2.56	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	f _{ctk} = 0.70×f _{ctm} =	1.79	MPa
Resist. a trazione ap. fessure:	σ _t = f _{ctm} /1.2 =	2.13	MPa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 16 di 138

Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} =$	31447	MPa
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_M =$	1.50	
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_C =$	0.85	
Resistenza a compr. di progetto:	$f_{cd} = \alpha_C \times f_{ck} / \gamma_M =$	14.17	MPa
Resistenza a traz. di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M =$	1.19	MPa
Tensione di aderenza caratteristica:	$f_{bk} = 2.25 \times n \times f_{ctk} =$	4.03	MPa
Tens. ader. di progetto (cls tesoro):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M / 1.50 =$	1.79	MPa
Tens. ader. di progetto (cls compr.):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M =$	2.69	MPa
Tens. massima compressione comb. rara:	$\sigma_C = 0.60 \times f_{ck} =$	14.94	MPa
Tens. massima compressione comb. quasi perm.:	$\sigma_C = 0.45 \times f_{ck} =$	11.21	MPa

4.1.4. Requisiti di limitazione della fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del D.M. 14 gennaio 2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nella "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria" - RFI.

Condizioni ambientali (D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.2).

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

Gruppo di armature (D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.3): poco sensibile. Scelta dello stato limite di fessurazione (D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.4):

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

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel "Manuale di progettazione delle opere civili" che riporta

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
 - $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.
- In combinazione caratteristica (rara) $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$;

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 17 di 138

4.2. CALCESTRUZZO PER PARAMENTO E SUOLA DI FONDAZIONE

Il calcestruzzo strutturale deve essere prodotto secondo i criteri proposti nella UNI EN 11104:2004 (aggregati EN 12620 ed acqua d'impasto EN 1008).

4.2.1. Prescrizioni di durabilità

Con riferimento a:

- UNI 11104:2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 e UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

Si hanno le seguenti caratteristiche del conglomerato:

- Nei confronti della corrosione indotta da carbonatazione: XC4 Ciclicamente asciutto e bagnato.
- Nei confronti della corrosione indotta da gelo e disgelo: XF1 Moderata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante.
- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di lavorabilità: S4
- Massimo rapporto a/c: 0.50
- Contenuto minimo in aria 4%
- Minimo contenuto in cemento 340 kg/m³
- Diametro massimo inerte: 25 mm

4.2.2. Copriferro

Calcolo copriferro - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C _{min}	C _o	ambiente	C _o ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C _o ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C _o ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C _o ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Elementi altri

Classe Calcestruzzo: C32/40
 Condizioni ambientali: aggressive
 Vita nominale costruzione: 100 [anni]
 Tolleranza di posa: 10 [mm]
 $c = 60 > 35 (C > C_{min}) + 10 + 10$ (tolleranza) = 55 mm

4.2.3. Caratteristiche meccaniche e valori di progetto

Con riferimento alla resistenza meccanica sono considerati nella progettazione i seguenti valori.

Classe normata:		32/40	MPa
Classe di resistenza cubica:	R _{ck} =	40	MPa
Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	f _{ck} = 0.83 × R _{ck} =	33.20	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	f _{cm} = f _{ck} + 8 =	41.20	MPa
Resist. a trazione media:	f _{ctm} = 0.30 × f _{ck} ^{2/3} =	3.10	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	f _{ctk} = 0.70 × f _{ctm} =	2.17	MPa
Resist. a trazione ap. fessure:	σ _{ot} = f _{ctm} /1,2 =	2.58	MPa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 18 di 138

Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} =$	33643	MPa
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_M =$	1.50	
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_C =$	0.85	
Resistenza a compr. di progetto:	$f_{cd} = \alpha_C \times f_{ck} / \gamma_M =$	18.81	MPa
Resistenza a traz. di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M =$	1.45	MPa
Tensione di aderenza caratteristica:	$f_{bk} = 2,25 \times n \times f_{ctk} =$	4.88	MPa
Tens. ader. di progetto (cls tesoro):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M / 1,50 =$	2.17	MPa
Tens. ader. di progetto (cls compr.):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M =$	3.25	MPa
Tens. massima compressione comb. rara:	$\sigma_C = 0.60 \times f_{ck} =$	19.92	MPa
Tens. massima compressione comb. quasi perm.:	$\sigma_C = 0.45 \times f_{ck} =$	14.94	MPa

4.2.4. Requisiti di limitazione della fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del D.M. 14 gennaio 2008 :

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

Gruppo di armature (D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.3): poco sensibile. Scelta dello stato limite di fessurazione (D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.4):

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

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel "Manuale di progettazione delle opere civili" che riporta :

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
 - b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.
- In combinazione caratteristica (rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 19 di 138

4.3. ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Tipo B450C

4.3.1. Caratteristiche meccaniche

Modulo elastico:	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} = f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa}$
Tensione di rottura	$f_{tk} = f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ MPa}$

4.3.2. Valori di progetto

Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_{s,M} = 1.15$
Snervam. progetto materiali:	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{s,M} = 391.3 \text{ MPa}$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 20 di 138

5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Per una definizione delle caratteristiche geotecniche del sito, si rimanda alla Relazione geotecnica.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 21 di 138

6. MODELLI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO RAMO RA04 E RI01

Il calcolo dei muri di sostegno è effettuato attraverso dei fogli di calcolo excel opportunamente predisposti oppure mediante calcoli manuali. Le verifiche dell'opera di sostegno sono effettuate per le sezioni più significative.

Per il dimensionamento geotecnico dei pali è stato seguito l'approccio 2 (A1+M1+R3) mentre per quanto riguarda il muro di sostegno con fondazioni superficiali (tipo M3) si veda nel dettaglio §11.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 22 di 138

7. STRUMENTI DI CALCOLO

Si fornisce l'elenco degli strumenti di calcolo utilizzati nel presente progetto. I programmi vengono usati in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

7.1. VERIFICHE DI RESISTENZA

7.1.1. Sezioni in c.a.

- V.C.A. S.L.U. – Prof. Piero Gelfi – Versione 7.7 per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato;
- Fogli elettronici di calcolo Microsoft Excel.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 23 di 138

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. PESO PROPRIO DEL CALCESTRUZZO ARMATO

I pesi propri delle strutture in c.a. sono calcolati attraverso la densità $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$.

8.2. SOVRACCARICO DEL TERRENO

La pressione verticale del terreno è calcolata attraverso una densità del suolo $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

Si considera a monte dell'opera il sovraccarico dovuto al pacchetto stradale ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$):

$$q_p = 18.00 \times 0.5 = 9.00 \text{ kPa}$$

Cautelativamente, a valle non è stato considerato alcun ricoprimento al di sopra della fondazione, il quale, in ogni caso, si potrebbe assumere trascurabile rispetto al totale presente a monte.

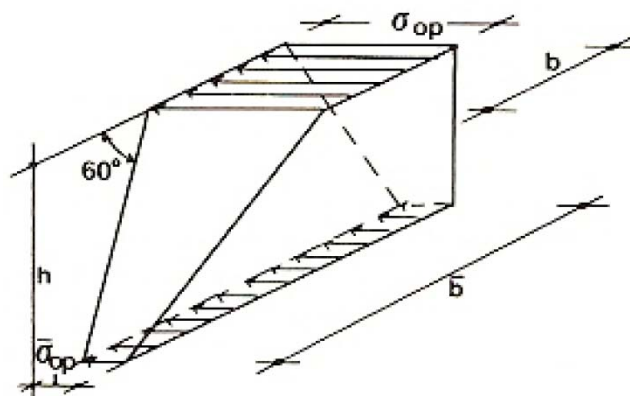
8.3. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

8.3.1. Sovraccarico di esercizio

Il sovraccarico di esercizio sui muri di sostegno in oggetto è stato definito a partire dalle azioni da traffico stradali previste dalle NTC08 al §5.1.3.3 in riferimento allo schema di carico 1.

Più nel dettaglio, è stato considerato un carico uniformemente distribuito pari a 9 kPa per tutta la lunghezza mentre per quanto riguarda i carichi tandem è stato fatto riferimento alla circolare esplicative delle Norme Tecniche in cui al §C5.1.3.3.7.1 è riportato che essi possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m. Inoltre, in un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°.

Di conseguenza, è stato fatto riferimento ad uno schema come quello riportato nel seguito, dove sono indicate anche le formulazioni per ricavare la spinta ed il relativo momento complessivi alla profondità 'h' :



$$S_{tot} = S_1 + S_2 - \bar{\sigma}_{op} \cdot h \cdot \left(\frac{b + \bar{b}}{2} \right) + \frac{1}{6} h \cdot (2b + \bar{b}) (\sigma_{op} - \bar{\sigma}_{op})$$

$$M_{tot} = S_1 \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{2b + \bar{b}}{b + \bar{b}} + S_2 \left(h - \frac{h}{2} \cdot \frac{b + \bar{b}}{2b + \bar{b}} \right)$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 24 di 138

In tutti i casi, secondo le indicazioni riportate in precedenza, vale :

$$b = 2.20 \text{ m}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$N = 600 \text{ kN (carichi tandem corsia 1 - schema di carico 1)}$$

$$\sigma_{op} = N / (b \times L) = 600 / (2.20 \times 3) = 91 \text{ kPa}$$

$$b' = b + 1.154 \times h$$

$$L' = L + 0.577 \times h$$

$$\sigma_{op}' = N / (b' \times L')$$

Si osservi che i valori riportati sono a meno del coefficiente di spinta.

Una volta definita la spinta ed il momento totale, è stato possibile calcolare un carico uniformemente distribuito equivalente, in modo tale che determini gli stessi effetti. Vale quindi :

$$q_{1,eq} = S_{tot} / (h \times b')$$

$$q_{2,eq} = 2 \times M_{tot} / (h^2 \times b')$$

$$q_{eq} = \max (q_{1,eq} ; q_{2,eq})$$

Nella tabella seguente sono sintetizzati i risultati del calcolo adottando le formule appena riportate per i diversi muri di sostegno in oggetto. Il valore di altezza adottato è quello effettivamente poi adottato nelle verifiche, ovvero quello massimo. Per ogni tipologia è stato poi utilizzato il valore di carico equivalente maggiormente restrittivo. Per completezza, si ribadisce che i valori di spinta e momento totale sono calcolati a meno del coefficiente di spinta.

Muro	Tipologia	Concio	H _{max} (m)	H _{min} (m)	L _{concio} (m)	b' (m)	L' (m)	σ _{op} (kPa)	σ' _{op} (kPa)	S ₁ (kN)	S ₂ (kN)	S _{tot} (kN)	M _{tot} (kNm)	q _{1,eq} (kPa)	q _{2,eq} (kPa)	q _{eq} (kPa)	q _{Udl} (kPa)	q _{tot} (kPa)
RI01	M6	1	4.63	4.29	9.33	7.55	5.67	90.91	14.02	316	709	1025	2541	29.34	31.42	31.42	9.00	40.42
	M5	2	4.09	3.49	14.40	6.23	5.01	90.91	19.20	331	520	851	1852	33.38	35.53	35.53	9.00	44.53
	M4	3	3.28	2.51	16.80	5.10	4.45	90.91	26.45	317	335	651	1127	38.95	41.08	41.08	9.00	50.08
	M3	4	2.61	1.99	13.20	4.50	4.15	90.91	32.15	281	227	508	695	43.31	45.36	45.36	9.00	54.36
	M3	5	2.14	1.47	12.00	3.90	3.85	90.91	40.00	261	151	412	457	49.35	51.24	51.24	9.00	60.24
	M3	6	1.67	1.04	11.00	3.40	3.60	90.91	49.00	229	91	320	275	56.37	58.01	58.01	9.00	67.01
RA04	M6	1	5.30	5.19	18.00	8.19	6.00	90.91	12.21	336	875	1212	3445	27.91	29.94	29.94	9.00	38.94
	M6	2	5.19	4.80	18.00	7.74	5.77	90.91	13.43	346	814	1160	3226	28.87	30.94	30.94	9.00	39.94
	M6	3	4.80	4.40	12.00	7.28	5.54	90.91	14.87	338	711	1049	2694	30.02	32.11	32.11	9.00	41.11

Di conseguenza, viene adottato un valore di carico pari a 41 kPa per il muro tipo M6, 45 kPa per il muro tipo M5, 51 kPa per il muro tipo M4 e 68 kPa per il muro tipo M3.

8.3.2. Urti su barriere e parapetti

Per gli urti dei veicoli transitanti si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN distribuita su una lunghezza di 0.50 m.

Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

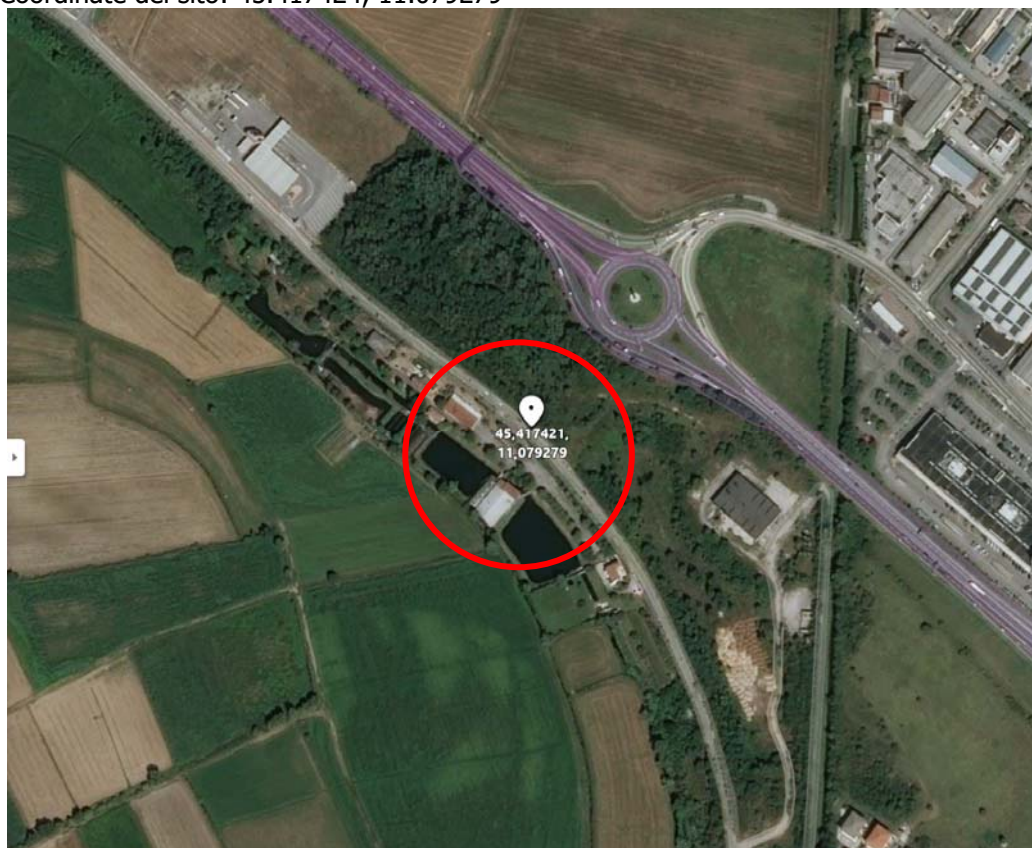
Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate sono amplificate di un fattore pari a 1.50.

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio è assunto unitario.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 25 di 138

8.4. AZIONE SISMICA

Coordinate del sito: 45.417424, 11.079279



Vita nominale:

$V_N = 100$ anni

Classe d'uso:

III - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. – $C_u = 1.5$

Categoria del sottosuolo:

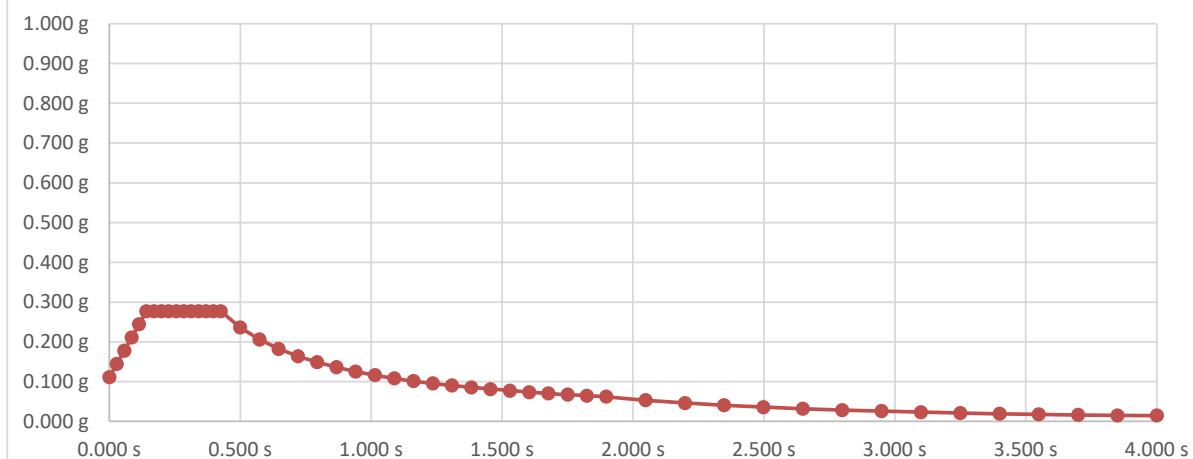
C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Categoria topografica:

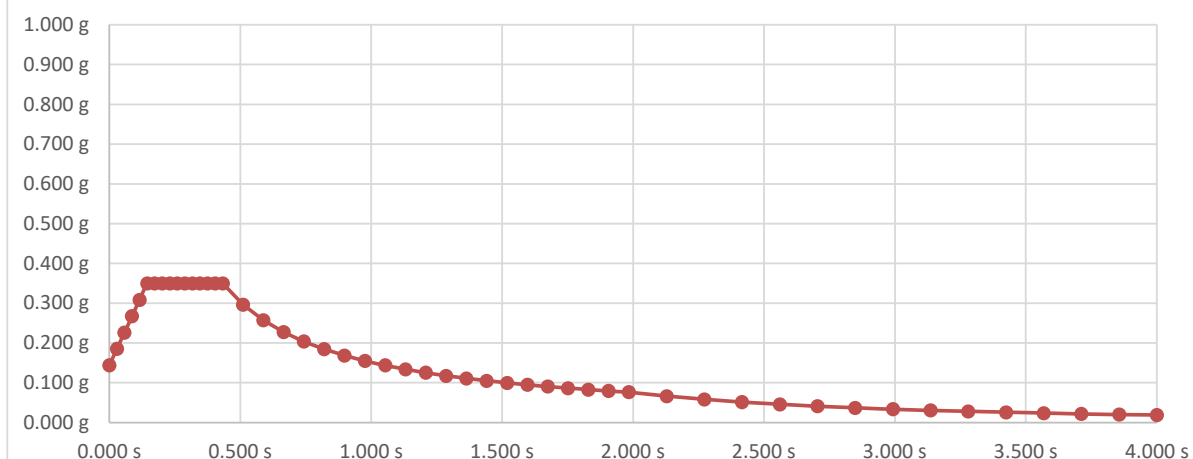
T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

	P_{VR}	P_{VR}	a_g	F_o	T^*c
SLO	81%	90 anni	0,729	2,487	0,260
SLD	63%	151 anni	0,942	2,428	0,266
SLV	10%	1424 anni	2,240	2,445	0,283
SLC	5%	2475 anni	2,812	2,379	0,290

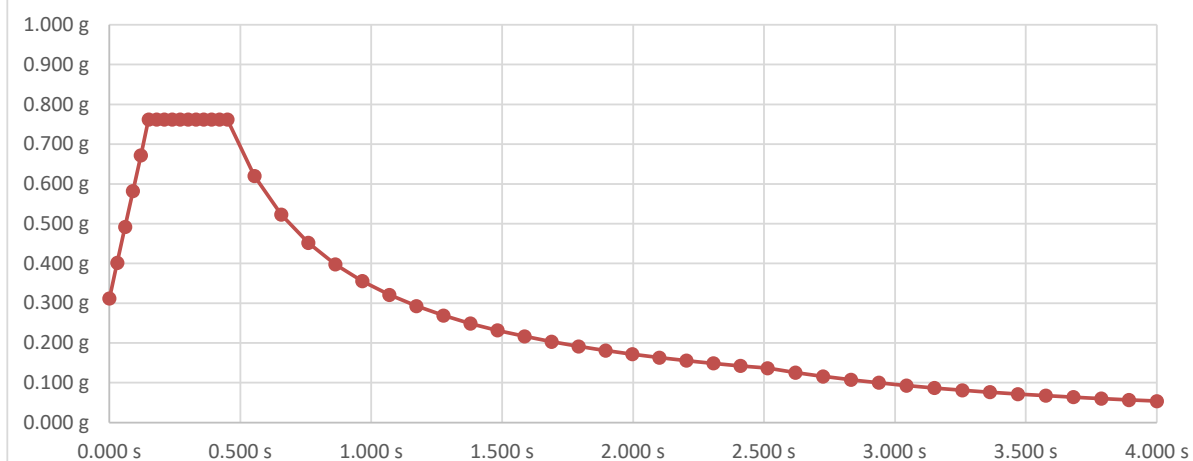
SLO - Spettro orizzontale



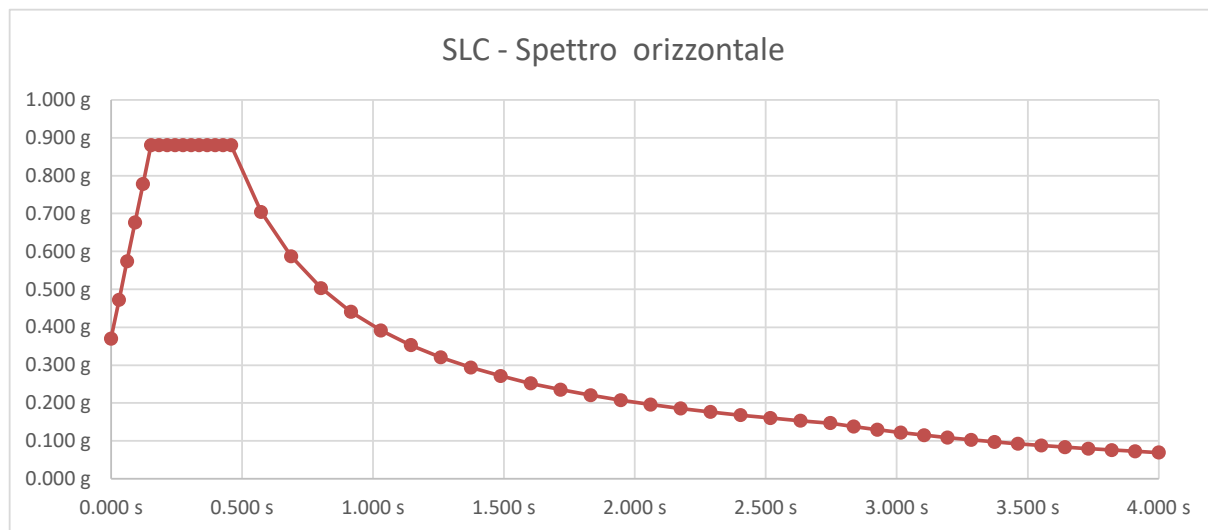
SLD - Spettro orizzontale



SLV - Spettro orizzontale



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 27 di 138</p>



8.5. SPINTE DEL TERRENO

I parametri geotecnici del rilevato stradale sono:

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0.00 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $i = \beta = \delta = 0$

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

Si assume la quota di falda a piano campagna.

8.5.1. Spinta statica

Cautelativamente, in condizioni statiche sono state considerazioni condizioni di spinta a riposo. Il relativo coefficiente di spinta caratteristico vale quindi $k_0 = 1 - \sin 35^\circ = 0.426$.

Inoltre, si trascura la spinta passiva di valle; questa assunzione è dovuta al fatto che la spinta passiva si mobilita solo per spostamenti molto importanti.

8.5.2. Spinta sismica

In condizioni sismiche invece, si considera che il complesso muro-fondazione possiede una flessibilità tale da considerare mobilitato il cuneo di spinta attiva. Tale valutazione si riferisce a quanto indicato in EC7-1 §C.3 (Tabella C.1).

Più nel dettaglio, i conci su pali (muri tipo M4-M5-M6), presentano una traslazione rigida pari allo spostamento in testa dei pali stessi. Una valutazione di tali spostamenti, in condizioni di esercizio e quindi minori di quelli effettivi in sismica, si possono ritrovare al §13.6.5. In tutti i casi lo spostamento ottenuto è maggiore dello 0.05% dell'altezza del muro in oggetto e quindi la mobilitazione della spinta attiva è assicurata.

Per il muro tipo M3, essendo esso dotato di fondazione superficiale, è possibile assumere che a maggior ragione possa traslare di un'entità sufficiente alla mobilitazione della spinta attiva.

Inoltre, il contributo dinamico aggiuntivo viene tenuto in conto secondo il metodo di Mononobe-Okabe.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 28 di 138

La spinta attiva totale (statica + dinamica) è pari a:

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K_{ad} H^2$$

dove:

H è l'altezza del terreno dietro il muro;

γ è il peso specifico del terreno;

K_{ad} è il coefficiente di spinta (statica e dinamica) del terreno.

Il coefficiente di spinta attiva è dato dalla formula:

$$\beta \leq \phi'_d - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d - \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi'_d - \theta$$

$$K = \frac{\sin(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

ψ, β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete a monte e della superficie del terreno;

δ_d è l'angolo di resistenza al taglio tra il terreno e il muro;

ϕ'_d è l'angolo di resistenza del terreno;

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Per quanto riguarda il punto di applicazione della spinta totale (statica + dinamica) del terreno, si considera agente a H/2 dalla base del muro per i muri su pali e ad H/3 per quello con fondazione superficiale, potendo esso traslare o ruotare.

Come indicato al par. 7.11.6.2.1 delle NTC 2008, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono espressi:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g, \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h, a_{max} = S \cdot a_g$$

$$a_g = 0.234 (V_R = 150 \text{ anni, a favore di sicurezza})$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1.359 \cdot 1 = 1.359 \text{ (terreno C)}$$

Per quanto riguarda il coefficiente β_m si distinguono due condizioni :

- Per i muri su pali (tipo M4-M5-M6), per i quali non si assumono spostamenti relativi di rilievo rispetto al terreno, si assume $\beta_m = 1$;
- Per i muri dotati di fondazioni superficiali (tipo M3), i quali sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, si assume $\beta_m = 0.31$ in accordo con la Tabella 7.11.II delle NTC2008.

Per i due casi vale quindi :

- Muri su pali (tipo M4-M5-M6) :

$$k_h = 0.313 \quad k_v = 0.156$$

$$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v)) \quad \theta = 15.13 \quad (^\circ) \quad \theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v)) \quad \theta = 20.33 \quad (^\circ)$$

$$kas^+ = 0.452 \quad (-) \quad kas^- = 0.548 \quad (-)$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 29 di 138</p>

- Muri su fondazione diretta (tipo M3) :

$$k_h = 0.097 \quad k_v = 0.048$$

$$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v)) \quad \theta = 5.29 \quad (^\circ) \quad \theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v)) \quad \theta = 5.82 \quad (^\circ)$$

$$kas^+ = 0.323 \quad (-) \quad kas^- = 0.329 \quad (-)$$

8.6. FORZE D'INERZIA SISMICHE SULLE STRUTTURE

I coefficienti sismici orizzontali (k_h) e verticali (k_v) che interessano tutte le masse sono calcolati come segue:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g, \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h, \quad a_{max} = S \cdot a_g$$

$$\beta_m = 1 \text{ (muri tipo M4-M5-M6)}; \quad \beta_m = 0.31 \text{ (muri tipo M3)}$$

Di conseguenza le forze d'inerzia delle masse sono:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W; \quad F_{i,v} = k_v \cdot W$$

dove "W" indica il peso delle masse partecipanti al sisma.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 30 di 138

9. COMBINAZIONI DI CARICO

Per quanto attiene le combinazioni utilizzate nel seguito si riportano i criteri generali di combinazione.

9.1. COMBINAZIONI S.L.U.

Si adottano le combinazioni di carico tipo:

$$YG1 \cdot G1 + YG2 \cdot G2 + YP \cdot P + YQ1 \cdot Qk1 + YQ2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + YQ3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

dove:

G_1	valore caratt. delle azioni da peso proprio;
G_2	valore caratt. delle azioni da carichi permanenti portati;
Q_{k1}	valore caratt. dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q_{ki}	valore caratt. delle azioni variabili tra loro indipendenti;
P	valore caratt. delle deformazioni impresse;
$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$	coefficienti parziali per le azioni;
ψ_{0i}	coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

9.2. COMBINAZIONI S.L.E.

Combinazione caratteristica (rara)

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

Combinazione frequente

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

Combinazione quasi permanente

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

9.2.1. Coefficienti parziali

- Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU
D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) § 5.1.3.12 - Tabella 5.1.V:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 31 di 138</p>

- Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali
D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) § 5.1.3.12 - Tabella 5.1.VI:

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_3</i>	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_3</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 32 di 138

10. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera, per le varie combinazioni di carico e per le diverse fasi costruttive, vengono effettuate sulla base dei criteri definiti dalle vigenti norme tecniche (D.M. 14/01/2008), tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel "*MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI*"-RFI.

10.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

10.1.1. Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14 gennaio 2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel "*MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI*"-RFI.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati, nella presente relazione), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione, si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture (vedere cap. 4).

10.1.2. Verifica delle tensioni in esercizio

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 verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

10.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.2.1. Verifiche a flessione

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

10.2.2. Verifiche a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Le formule di verifica sono riportate nei paragrafi relativi alle strutture verificate.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 33 di 138

11. VERIFICHE GEOTECNICHE MURO TIPO M3

Le verifiche geotecniche dei muri tipo M3 vengono condotte secondo quanto riportato in NTC08. Più nel dettaglio :

- Per le condizioni statiche viene fatto riferimento a quanto riportato al §6.5.3.1, realizzando :
 - le verifiche SLU GEO di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) dove i relativi coefficienti sono riportati nelle tabelle seguenti ;
 - Le verifiche SLU EQU di ribaltamento realizzate utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I e coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.
- Per le condizioni sismiche viene fatto riferimento a quanto riportato al §7.11.6.2.2, verificando i medesimi stati limite indicati in precedenza.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento al concio 4 del muro RI01, dotato di lunghezza pari a 13.20 m ed altezza 2.61 m. Cautelativamente viene assunto che esso, per la sua intera estensione, sia dotato di tale altezza massima. Le verifiche vengono condotte considerando le azioni applicate sull'intero concio in quanto, per poter ribaltare, scorrere o superare la capacità portante della fondazione è necessario che tali condizioni interessino l'intera struttura.

Per quanto riguarda la presenza della falda, essa si trova ad una profondità tale da non influenzare il comportamento del muro M3.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 34 di 138</p>

11.1. VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (SLU GEO)

11.1.1. Condizioni statiche

Peso proprio del muro :

$$P_m = 25 \times 13.20 \times (0.70 \times 3.20 + (0.45 + 0.66)/2 \times (2.61 - 0.50) + 0.65 \times 0.50) = 1232.9 \text{ kN}$$

Peso proprio del terrapieno sovrastante la fondazione a monte :

$$P_t = 19 \times 13.20 \times 2.61 \times 2.00 = 1309.2 \text{ kN}$$

Peso del sovraccarico permanente sul terrapieno ($g = 9 \text{ kN/m}^2$):

$$P_g = 9 \times 2 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$$

Spinta delle terre (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$) :

$$S_t = 0.5 \times 19 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70)^2 \times 13.20 = 585.3 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico permanente (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_g = 9 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 167.5 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico uniformemente distribuito da traffico (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$; $q = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_{q1} = 9 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 167.5 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico tandem da traffico (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$) :

$$S_{q2} = 508 \times 0.426 = 216.4 \text{ kN (si veda §8.3.1)}$$

Le azioni stabilizzanti, considerate favorevoli, sono perciò pari a :

$$P_{Ed} = 1232.9 + 1309.2 + 237.6 = 2779.7 \text{ kN}$$

La resistenza allo scorrimento, considerando un angolo di attrito del terreno di fondazione associato al rilevato disposto pari a 35° ed un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.10, vale :

$$R_d = 2779.7 \times \tan 35 / 1.10 = 1769 \text{ kN}$$

Le azioni destabilizzanti, date dalle spinte calcolate in precedenza, amplificate con i coefficienti parziali sulle azioni, risultano complessivamente pari a :

$$E_d = 1.3 \times (585.3 + 167.5) + 1.5 \times (167.5 + 216.4) = 1554 \text{ kN}$$

Risulta quindi :

$$F_S = R_d / E_d = 1769 / 1554 = 1.14 \geq 1.00$$

Si osservi che il peso dei carichi da traffico sul terrapieno è stato trascurato a favore della sicurezza.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 35 di 138</p>

11.1.2. Condizioni sismiche con componente verticale verso il basso

Peso proprio del muro :

$$P_m = 25 \times 13.20 \times (0.70 \times 3.20 + (0.45 + 0.66) / 2 \times (2.61 - 0.50) + 0.65 \times 0.50) = 1232.9 \text{ kN}$$

Peso proprio del terrapieno sovrastante la fondazione a monte :

$$P_t = 19 \times 13.20 \times 2.61 \times 2.00 = 1309.2 \text{ kN}$$

Peso del sovraccarico permanente sul terrapieno ($g = 9 \text{ kN/m}^2$):

$$P_g = 9 \times 2 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$$

Incremento di azione verticale relativa al muro ($k_v = 0.048$):

$$V_m = 1232.9 \times 0.048 = 59.2 \text{ kN}$$

Incremento di azione verticale relativa al terrapieno ($k_v = 0.048$):

$$V_t = 1309.2 \times 0.048 = 62.8 \text{ kN}$$

Spinta delle terre (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.323$, $k_v = 0.048$) :

$$S_t = 0.5 \times 19 \times 0.323 \times (1 + 0.048) \times (2.61 + 0.70)^2 \times 13.20 = 465.1 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico permanente (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.323$, $k_v = 0.048$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_g = 9 \times 0.323 \times (1 + 0.048) \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 133.1 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico uniformemente distribuito da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.323$, $k_v = 0.048$; $q = 9 \times 0.2 = 1.8 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_{q1} = 1.8 \times 0.323 \times (1 + 0.048) \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 26.6 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico tandem da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.323$, $k_v = 0.048$) :

$$S_{q2} = 508 \times 0.2 \times 0.323 \times (1 + 0.048) = 34.4216.4 \text{ kN (si veda §8.3.1)}$$

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del muro ($k_h = 0.097$):

$$H_m = 1232.9 \times 0.097 = 119.6 \text{ kN}$$

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del terrapieno ($k_h = 0.097$):

$$H_t = 1309.2 \times 0.097 = 127.0 \text{ kN}$$

Le azioni stabilizzanti, considerate favorevoli, sono perciò pari a :

$$P_{Ed} = 1232.9 + 1309.2 + 237.6 + 59.2 + 62.8 = 2901.7 \text{ kN}$$

La resistenza allo scorrimento, considerando un angolo di attrito del terreno di fondazione associato al rilevato disposto pari a 35° ed un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.10, vale :

$$R_d = 2901.7 \times \tan 35 / 1.10 = 1847 \text{ kN}$$

Le azioni destabilizzanti, date dalle spinte calcolate in precedenza, amplificate con i coefficienti parziali sulle azioni, risultano complessivamente pari a :

$$E_d = 465.1 + 133.1 + 26.6 + 34.4 + 119.6 + 127 = 906 \text{ kN}$$

Risulta quindi :

$$FS = R_d / E_d = 1847 / 906 = 2.04 \geq 1.00$$

Si osservi che il peso dei carichi da traffico sul terrapieno è stato trascurato a favore della sicurezza.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 36 di 138</p>

11.1.3. Condizioni sismiche con componente verticale verso l'alto

Peso proprio del muro :

$$P_m = 25 \times 13.20 \times (0.70 \times 3.20 + (0.45 + 0.66) / 2 \times (2.61 - 0.50) + 0.65 \times 0.50) = 1232.9 \text{ kN}$$

Peso proprio del terrapieno sovrastante la fondazione a monte :

$$P_t = 19 \times 13.20 \times 2.61 \times 2.00 = 1309.2 \text{ kN}$$

Peso del sovraccarico permanente sul terrapieno ($g = 9 \text{ kN/m}^2$):

$$P_g = 9 \times 2 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$$

Riduzione di azione verticale relativa al muro ($k_v = 0.048$):

$$V_m = 1232.9 \times 0.048 = 59.2 \text{ kN}$$

Riduzione di azione verticale relativa al terrapieno ($k_v = 0.048$):

$$V_t = 1309.2 \times 0.048 = 62.8 \text{ kN}$$

Spinta delle terre (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.329$, $k_v = 0.048$) :

$$S_t = 0.5 \times 19 \times 0.329 \times (1 - 0.048) \times (2.61 + 0.70)^2 \times 13.20 = 430.3 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico permanente (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.329$, $k_v = 0.048$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_g = 9 \times 0.329 \times (1 - 0.048) \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 123.2 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico uniformemente distribuito da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.329$, $k_v = 0.048$; $q = 9 \times 0.2 = 1.8 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_{q1} = 1.8 \times 0.329 \times (1 - 0.048) \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 24.6 \text{ kN}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico tandem da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.329$, $k_v = 0.048$) :

$$S_{q2} = 508 \times 0.2 \times 0.329 \times (1 - 0.048) = 31.8216.4 \text{ kN (si veda §8.3.1)}$$

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del muro ($k_h = 0.097$):

$$H_m = 1232.9 \times 0.097 = 119.6 \text{ kN}$$

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del terrapieno ($k_h = 0.097$):

$$H_t = 1309.2 \times 0.097 = 127.0 \text{ kN}$$

Le azioni stabilizzanti, considerate favorevoli, sono perciò pari a :

$$P_{Ed} = 1232.9 + 1309.2 + 237.6 - 59.2 - 62.8 = 2657.7 \text{ kN}$$

La resistenza allo scorrimento, considerando un angolo di attrito del terreno di fondazione associato al rilevato disposto pari a 35° ed un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.10, vale :

$$R_d = 2657.7 \times \tan 35 / 1.10 = 1692 \text{ kN}$$

Le azioni destabilizzanti, date dalle spinte calcolate in precedenza, amplificate con i coefficienti parziali sulle azioni, risultano complessivamente pari a :

$$E_d = 430.3 + 123.2 + 24.6 + 31.8 + 119.6 + 127 = 857 \text{ kN}$$

Risulta quindi :

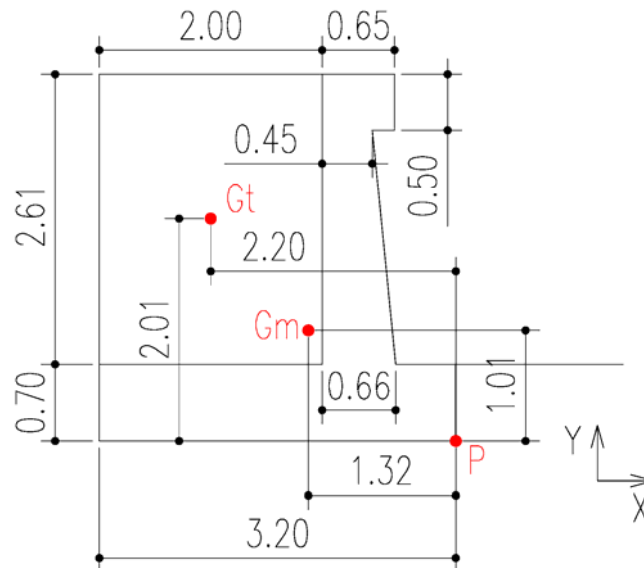
$$FS = R_d / E_d = 1692 / 857 = 1.97 \geq 1.00$$

Si osservi che il peso dei carichi da traffico sul terrapieno è stato trascurato a favore della sicurezza.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 37 di 138</p>

11.2. VERIFICHE DI RIBALTAMENTO (SLU EQU)

Le verifiche di ribaltamento (SLU EQU) vengono condotte determinando i momenti delle singole condizioni di carico rispetto ad un punto P situato sull'intradosso della fondazione, in corrispondenza dell'estremità di valle (si veda la figura seguente).



11.2.1. Condizioni statiche

Le verifiche di ribaltamento (SLU EQU) vengono condotte adottando i coefficienti parziali sulle azioni (EQU) e sui materiali (M2). Di conseguenza, il coefficiente di spinta a riposo diventa :

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\arctan(\tan 35/1.25)) = 0.511$$

Peso proprio del muro :

$$x_{Gm} = 1.32 \text{ m}$$

$$M_{Pm} = P_m \times x_{Gm} = 1232.9 \times 1.32 = 1627 \text{ kNm}$$

Peso proprio del terrapieno sovrastante la fondazione a monte :

$$x_{Gt} = 3.20 - 2.00/2 = 2.20 \text{ m}$$

$$M_{Pt} = P_t \times x_{Gt} = 1309.2 \times 2.20 = 2880 \text{ kNm}$$

Peso del sovraccarico permanente sul terrapieno ($g = 9 \text{ kN/m}^2$):

$$P_g = 9 \times 2 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$$

$$M_{Pg} = P_g \times x_{Gt} = 237.6 \times 2.20 = 523 \text{ kNm}$$

Spinta delle terre (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.511$) :

$$M_{St} = 0.5 \times 19 \times 0.511 \times (2.61 + 0.70)^{3/3} \times 13.20 = 775 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico permanente (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.511$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$M_{Sg} = 9 \times 0.511 \times (2.61 + 0.70)^{2/2} \times 13.20 = 333 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico uniformemente distribuito da traffico (condizioni a riposo ;

$$k_0 = 0.511 ; q = 9 \text{ kN/m}^2) :$$

$$M_{Sq1} = 9 \times 0.511 \times (2.61 + 0.70)^{2/2} \times 13.20 = 333 \text{ kNm}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 38 di 138</p>

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico tandem da traffico (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.511$) :
 $M_{Sq2} = 695 \times 0.511 = 355 \text{ kNm}$ (si veda §8.3.1)

Il totale dei momenti stabilizzanti, considerati favorevoli, vale :
 $R_d = 0.9 \times (1627 + 2880 + 523) = 4527 \text{ kNm}$

Il totale dei momenti destabilizzanti, considerati sfavorevoli, vale :
 $E_d = 1.1 \times (775 + 333) + 1.50 \times (333 + 355) = 2251 \text{ kNm}$

Risulta quindi :
 $FS = R_d / E_d = 4527 / 2251 = 2.01 \geq 1.00$

11.2.2. Condizioni sismiche con componente verticale verso il basso

Le verifiche di ribaltamento (SLU EQU) vengono condotte adottando i coefficienti parziali sulle azioni (EQU) e sui materiali (M2). Di conseguenza, il coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe diventa $k_{s+} = 0.402$.

Peso proprio del muro :
 $x_{Gm} = 1.32 \text{ m}$
 $M_{Pm} = P_m \times x_{Gm} = 1232.9 \times 1.32 = 1627 \text{ kNm}$

Peso proprio del terrapieno sovrastante la fondazione a monte :
 $x_{Gt} = 3.20 - 2.00 / 2 = 2.20 \text{ m}$
 $M_{Pt} = P_t \times x_{Gt} = 1309.2 \times 2.20 = 2880 \text{ kNm}$

Peso del sovraccarico permanente sul terrapieno ($g = 9 \text{ kN/m}^2$):
 $P_g = 9 \times 2 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$
 $M_{Pg} = P_g \times x_{Gt} = 237.6 \times 2.20 = 523 \text{ kNm}$

Incremento di azione verticale relativa al muro ($k_v = 0.048$):
 $V_m = 1232.9 \times 0.048 = 59.2 \text{ kN}$
 $M_{Vm} = 59.2 \times 1.32 = 78 \text{ kNm}$

Incremento di azione verticale relativa al terrapieno ($k_v = 0.048$):
 $V_t = 1309.2 \times 0.048 = 62.8 \text{ kN}$
 $M_{Vt} = 62.8 \times 2.20 = 138 \text{ kNm}$

Spinta delle terre (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.402$, $k_v = 0.048$) :
 $M_{St} = 0.5 \times 19 \times 0.402 \times (1 + 0.048) \times (2.61 + 0.70)^3 / 3 \times 13.20 = 639 \text{ kNm}$

Spinta del sovraccarico permanente (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.402$, $k_v = 0.048$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :
 $M_{Sg} = 9 \times 0.402 \times (1 + 0.048) \times (2.61 + 0.70)^2 / 2 \times 13.20 = 274 \text{ kNm}$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico uniformemente distribuito da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.402$, $k_v = 0.048$; $q = 9 \times 0.2 = 1.8 \text{ kN/m}^2$) :
 $M_{Sq1} = 1.8 \times 0.402 \times (1 + 0.048) \times (2.61 + 0.70)^2 / 2 \times 13.20 = 55 \text{ kNm}$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico tandem da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{s+} = 0.402$, $k_v = 0.048$) :
 $M_{Sq2} = 695 \times 0.2 \times 0.402 \times (1 + 0.048) = 59216.4 \text{ kNm}$ (si veda §8.3.1)

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del muro ($k_h = 0.097$):
 $y_{Gm} = 1.01 \text{ m}$
 $H_m = 1232.9 \times 0.097 = 119.6 \text{ kN}$
 $M_{Hm} = H_m \times y_{Gm} = 119.6 \times 1.01 = 121 \text{ kNm}$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 39 di 138</p>

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del terrapieno ($k_h = 0.097$):

$$y_{Gt} = 0.70 + 2.61/2 = 2.01 \text{ m}$$

$$H_t = 1309.2 \times 0.097 = 127.0 \text{ kN}$$

$$M_{Ht} = H_t \times y_{Gt} = 127 \times 2.01 = 255 \text{ kNm}$$

Il totale dei momenti stabilizzanti, considerati favorevoli, vale :

$$R_d = 0.9 \times (1627 + 2880 + 523) + 78 + 138 = 4743 \text{ kNm}$$

Il totale dei momenti destabilizzanti, considerati sfavorevoli, vale :

$$E_d = 1.1 \times (639 + 274) + 55 + 59 + 121 + 255 = 1494 \text{ kNm}$$

Risulta quindi :

$$FS = R_d / E_d = 4743 / 1494 = 3.17 \geq 1.00$$

11.2.3. Condizioni sismiche con componente verticale verso l'alto

Le verifiche di ribaltamento (SLU EQU) vengono condotte adottando i coefficienti parziali sulle azioni (EQU) e sui materiali (M2). Di conseguenza, il coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe diventa $k_{as} = 0.409$.

Peso proprio del muro :

$$x_{Gm} = 1.32 \text{ m}$$

$$M_{Pm} = P_m \times x_{Gm} = 1232.9 \times 1.32 = 1627 \text{ kNm}$$

Peso proprio del terrapieno sovrastante la fondazione a monte :

$$x_{Gt} = 3.20 - 2.00/2 = 2.20 \text{ m}$$

$$M_{Pt} = P_t \times x_{Gt} = 1309.2 \times 2.20 = 2880 \text{ kNm}$$

Peso del sovraccarico permanente sul terrapieno ($g = 9 \text{ kN/m}^2$):

$$P_g = 9 \times 2 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$$

$$M_{Pg} = P_g \times x_{Gt} = 237.6 \times 2.20 = 523 \text{ kNm}$$

Riduzione di azione verticale relativa al muro ($k_v = 0.048$):

$$V_m = 1232.9 \times 0.048 = 59.2 \text{ kN}$$

$$M_{Vm} = 59.2 \times 1.32 = 78 \text{ kNm}$$

Riduzione di azione verticale relativa al terrapieno ($k_v = 0.048$):

$$V_t = 1309.2 \times 0.048 = 62.8 \text{ kN}$$

$$M_{Vt} = 62.8 \times 2.20 = 138 \text{ kNm}$$

Spinta delle terre (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.409$, $k_v = 0.048$) :

$$M_{St} = 0.5 \times 19 \times 0.409 \times (1 - 0.048) \times (2.61 + 0.70)^{3/3} \times 13.20 = 590 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico permanente (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.409$, $k_v = 0.048$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$M_{Sg} = 9 \times 0.409 \times (1 - 0.048) \times (2.61 + 0.70)^{2/2} \times 13.20 = 253 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico uniformemente distribuito da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.409$, $k_v = 0.048$; $q = 9 \times 0.2 = 1.8 \text{ kN/m}^2$) :

$$M_{Sq1} = 1.8 \times 0.409 \times (1 - 0.048) \times (2.61 + 0.70)^{2/2} \times 13.20 = 51 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico tandem da traffico (Mononobe-Okabe, $k_{as} = 0.409$, $k_v = 0.048$) :

$$M_{Sq2} = 695 \times 0.2 \times 0.409 \times (1 - 0.048) = 54216.4 \text{ kNm (si veda §8.3.1)}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 40 di 138</p>

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del muro ($kh = 0.097$):

$$y_{Gm} = 1.01 \text{ m}$$

$$H_m = 1232.9 \times 0.097 = 119.6 \text{ kN}$$

$$M_{Hm} = H_m \times y_{Gm} = 119.6 \times 1.01 = 121 \text{ kNm}$$

Azione orizzontale sismica associata all'inerzia del terrapieno ($kh = 0.097$):

$$y_{Gt} = 0.70 + 2.61/2 = 2.01 \text{ m}$$

$$H_t = 1309.2 \times 0.097 = 127.0 \text{ kN}$$

$$M_{Ht} = H_t \times y_{Gt} = 127 \times 2.01 = 255 \text{ kNm}$$

Il totale dei momenti stabilizzanti, considerati favorevoli, vale :

$$R_d = 0.9 \times (1627 + 2880 + 523) = 4527 \text{ kNm}$$

Il totale dei momenti destabilizzanti, considerati sfavorevoli, vale :

$$E_d = 1.1 \times (590 + 253) + 51 + 54 + 121 + 255 + 78 + 138 = 1624 \text{ kNm}$$

Risulta quindi :

$$FS = R_d/E_d = 4527/1624 = 2.79 \geq 1.00$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 41 di 138</p>

11.3. VERIFICHE DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO (SLU GEO)

Com'è stato possibile vedere in precedenza, le condizioni maggiormente restrittive sono associate alle combinazioni SLU fondamentali statiche. Di conseguenza, le verifiche in oggetto verranno condotte in loro riferimento.

Verranno considerate due combinazioni :

- La prima in cui verranno massimizzate le azioni verticali ed orizzontali ;
- La seconda in cui verranno minimizzate le azioni verticali e massimizzate quelle orizzontali.

Nel seguito esse verranno valutate nel dettaglio, andando a determinare per ognuna la risultante degli sforzi verticali, orizzontali e dei momenti alla base.

Il calcolo del carico limite verrà condotto in conformità a quanto proposto in EC7-1 – Annesso D.

11.3.1. Condizioni elementari di carico

Peso proprio del muro :

$$x_{Gm} = 3.20/2 - 1.32 = 0.28 \text{ m}$$

$$P_m = 25 \times 13.20 \times (0.70 \times 3.20 + (0.45 + 0.66)/2 \times (2.61 - 0.50) + 0.65 \times 0.50) = 1232.9 \text{ kN}$$

$$M_{Pm} = P_m \times x_{Gm} = 1232.9 \times 0.28 = 345.2 \text{ kNm}$$

Peso proprio del terrapieno sovrastante la fondazione a monte :

$$x_{Gt} = 3.20/2 - 2.00/2 = 0.60 \text{ m}$$

$$P_t = 19 \times 13.20 \times 2.61 \times 2.00 = 1309.2 \text{ kN}$$

$$M_{Pt} = P_t \times x_{Gt} = -1309.2 \times 0.60 = -785.5 \text{ kNm}$$

Peso del sovraccarico permanente sul terrapieno ($g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$P_{g1} = 9 \times 2.00 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$$

$$M_{g1} = -237.6 \times 0.60 = -142.6 \text{ kNm}$$

Peso del sovraccarico uniformemente distribuito da traffico sul terrapieno ($q = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$P_{q1} = 9 \times 2.00 \times 13.20 = 237.6 \text{ kN}$$

$$M_{q1} = -237.6 \times 0.60 = -142.6 \text{ kNm}$$

Peso del sovraccarico tandem da traffico sul terrapieno (600 kN associati alla corsia 1) :

$$P_{q1} = 600 \text{ kN}$$

$$M_{q1} = -600 \times 0.60 = -360.0 \text{ kNm}$$

Spinta delle terre (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$) :

$$S_t = 0.5 \times 19 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70)^2 \times 13.20 = 585.3 \text{ kN}$$

$$M_{St} = 0.5 \times 19 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70)^3 / 3 \times 13.20 = 645.8 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico permanente (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_g = 9 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 167.5 \text{ kN}$$

$$M_{Sg} = 9 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70)^2 / 2 \times 13.20 = 277.2 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico uniformemente distribuito da traffico (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$; $q = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_{q1} = 9 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70) \times 13.20 = 167.5 \text{ kN}$$

$$M_{Sq1} = 9 \times 0.426 \times (2.61 + 0.70)^2 / 2 \times 13.20 = 277.2 \text{ kNm}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo al carico tandem da traffico (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$) :

$$S_{q2} = 508 \times 0.426 = 216.4 \text{ kN (si veda §8.3.1)}$$

$$M_{Sq2} = 695 \times 0.426 = 296.1 \text{ kNm (si veda §8.3.1)}$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro -
pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev.
A

Foglio
42 di 138

11.3.2. Condizione con massime azioni verticali ed orizzontali

Vale :

$V_{Ed} = 4870$ kN (azione verticale)

$H_{Ed} = 1554.5$ kN (azione orizzontale)

$M_{Ed} = 548.18$ kNm (momento flettente)

La verifica è sintetizzata di seguito.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI			EC7 - Annesso D (Vesic)		
Terreni granulari (tensioni efficaci)					
$\varphi' =$	35	°	angolo di resistenza al taglio		
$c' =$	0.00	kPa	coesione efficace		
$\gamma' =$	19.0	kN/m ³	densità efficace del terreno a monte		
$\alpha =$	0	°	inclinazione della fondazione rispetto all'orizzontale		
$B_1 =$	3.20	m	dimensione della fondazione nella direzione 1		
$B_2 =$	13.20	m	dimensione della fondazione nella direzione 2		
$D =$	0.70	m	profondità della fondazione		
$q' =$	13.30	kPa	sovraccarico al piano di posa (in tensioni efficaci)		
$V =$	4.87E+06	N	sforzo normale		
$H_1 =$	1.55E+06	N	taglio nella direzione 1		
$H_2 =$	1.00E-20	N	taglio nella direzione 2		
$H =$	1.55E+06	N	taglio risultante		
$M_1 =$	0.00E+00	Nmm	momento attorno alla direzione 1		
$M_2 =$	5.48E+08	Nmm	momento attorno alla direzione 2		
$B' =$	2.97	m	dimensione equivalente		
$L' =$	13.20	m	dimensione equivalente		
$N_c =$	46.12		coefficiente di capacità portante		
$N_q =$	33.30		coefficiente di capacità portante		
$N_\gamma =$	45.23		coefficiente di capacità portante		
$b_c =$	1.00		coefficiente di inclinazione della fondazione		
$b_q =$	1.00		coefficiente di inclinazione della fondazione		
$b_\gamma =$	1.00		coefficiente di inclinazione della fondazione		
$s_c =$	1.13		coefficiente di forma		
$s_q =$	1.13		coefficiente di forma		
$s_\gamma =$	0.93		coefficiente di forma		
$\theta =$	90.00	°	angolo tra sforzo orizzontale risultante e direzione 2		
$m_1 =$	1.82				
$m_2 =$	1.18				
$m =$	1.82				
$i_c =$	0.48		coefficiente di inclinazione del carico		
$i_q =$	0.50		coefficiente di inclinazione del carico		
$i_\gamma =$	0.34		coefficiente di inclinazione del carico		
$q_{lim} =$	652	kPa			
$\gamma_R =$	1.40		coefficiente parziale sulla resistenza		
$q_{lim,d} =$	0.466	MPa	carico ultimo fondazione		
$V_{Rd} =$	1.83E+07	N	azione verticale resistente		
$FS =$	3.76		fattore di sicurezza		

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 44 di 138

11.3.3. Condizione con minime azioni verticali e massime orizzontali

Vale :

VEd = 2779.7 kN (azione verticale)

HEd = 1554.5 kN (azione orizzontale)

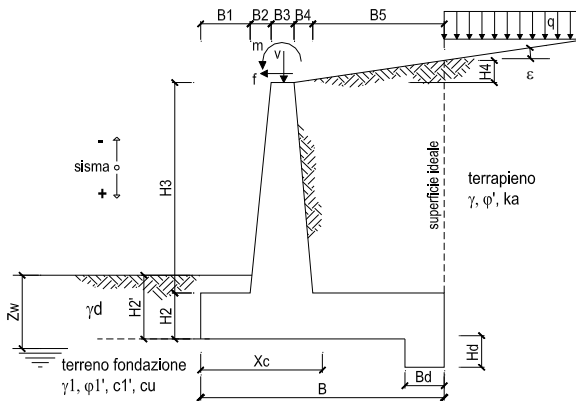
MEd = 1476.95 kNm (momento flettente)

La verifica è sintetizzata di seguito.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI			EC7 - Annesso D (Vesic)		
Terreni granulari (tensioni efficaci)					
φ' =	35	°	angolo di resistenza al taglio		
c' =	0.00	kPa	coesione efficace		
γ' =	19.0	kN/m ³	densità efficace del terreno a monte		
α =	0	°	inclinazione della fondazione rispetto all'orizzontale		
B_1 =	3.20	m	dimensione della fondazione nella direzione 1		
B_2 =	13.20	m	dimensione della fondazione nella direzione 2		
D =	0.70	m	profondità della fondazione		
q' =	13.30	kPa	sovraccarico al piano di posa (in tensioni efficaci)		
V =	2.78E+06	N	sforzo normale		
H_1 =	1.55E+06	N	taglio nella direzione 1		
H_2 =	1.00E-20	N	taglio nella direzione 2		
H =	1.55E+06	N	taglio risultante		
M_1 =	0.00E+00	Nmm	momento attorno alla direzione 1		
M_2 =	1.48E+09	Nmm	momento attorno alla direzione 2		
B' =	2.14	m	dimensione equivalente		
L' =	13.20	m	dimensione equivalente		
N_c =	46.12		coefficiente di capacità portante		
N_q =	33.30		coefficiente di capacità portante		
N_γ =	45.23		coefficiente di capacità portante		
b_c =	1.00		coefficiente di inclinazione della fondazione		
b_q =	1.00		coefficiente di inclinazione della fondazione		
b_γ =	1.00		coefficiente di inclinazione della fondazione		
s_c =	1.10		coefficiente di forma		
s_q =	1.09		coefficiente di forma		
s_γ =	0.95		coefficiente di forma		
θ =	90.00	°	angolo tra sforzo orizzontale risultante e direzione 2		
m_1 =	1.86				
m_2 =	1.14				
m =	1.86				
i_c =	0.19		coefficiente di inclinazione del carico		
i_q =	0.22		coefficiente di inclinazione del carico		
i_γ =	0.10		coefficiente di inclinazione del carico		
q_{lim} =	189	kPa			
γ_R =	1.40		coefficiente parziale sulla resistenza		
$q_{lim,d}$ =	0.135	MPa	carico ultimo fondazione		
VR_d =	3.81E+06	N	azione verticale resistente		
FS =	1.37		fattore di sicurezza		

12. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MURI SU PALI (TIPO M4-M5-M6)

12.1. MURO TIPO M4



GEOMETRIA DEL MURO			
Altezza muro	H ₃	3.28	(m)
Spessore muro in testa	B ₅	0.40	(m)
Allargamento muro in base (valle)	B ₂	0.33	(m)
Allargamento muro in base (monte)	B ₄	0.00	(m)
Spessore muro in base	B ₂ +B ₃ +B ₄	0.73	(m)
Altezza fondazione	H ₂	0.80	(m)
Larghezza fondazione a monte	B ₂	2.50	(m)
Larghezza fondazione a valle	B ₁	0.87	(m)
Larghezza totale fondazione	B	4.10	(m)
Lunghezza fondazione	L	1.00	(m)
Altezza dente	H ₁	0.00	(m)
Spessore dente	B ₁	0.00	(m)

GEOMETRIA DEL TERRENO			
Altezza terreno a monte totale	H ₂ +H ₁	3.28	(m)
Angolo di inclinazione del terreno	ε	0.00	(°)

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER I CARICHI					
Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	SLE	A1 (STR/GEO)	A, SISM
Permanenti	favorevole	γ _s	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole	γ _s	1.00	1.30	1.00
Variabili	favorevole	γ ₀	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole	γ ₀	1.00	1.50	1.00
Eccezionali	favorevole	γ _A	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole	γ _A	0.00	0.00	0.00
Sisma	favorevole	γ _F	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole	γ _F	0.00	0.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO				
Parametro		SLE	M1	Coeff. Parziale
angolo d'attrito	tan φ _{1'}	1.00	1.00	γ _φ
coesione	c _{1'}	1.00	1.00	γ _c
resistenza non drenata	c _{ub}	1.00	1.00	γ _{cu}
peso unità di volume	γ	1.00	1.00	γ ₁
scorrimento (angolo d'attrito)	tan φ _{1'}	0.00	0.00	γ _{β1}
scorrimento (coesione)	c _{1'}	0.00	0.00	γ _{β2}

DATI GEOTECNICI				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE	M1	SLE	M1
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00	35.00	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kNm ⁻³)	γ	19.00	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00	0.00

Dati Sismici		a _g /g		
Accelerazione sismica	S _g	0.23	(-)	
Coefficiente Amplificazione Stratigrafica	S ₁	1.359	(-)	
Coefficiente Amplificazione Topografica	S ₂	1	(-)	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β _s	1	(-)	
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.313	(-)	
Coefficiente sismico verticale	kv	0.156	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare	no			

Coefficienti di Spinta		k _{0,mod}	SLE		M1	
			k _a	k _p	k _a	k _p
	Coeff. di Spinta a riposo statico	0.4264	0.4264	0.4264	0.4264	0.4264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	0.4518	0.4518	0.4518	0.4518	0.4518
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	0.5480	0.5480	0.5480	0.5480	0.5480
	Coeff. Di Spinta Passiva	3.6902	3.6902	3.6902	3.6902	3.6902
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	3.1308	3.1308	3.1308	3.1308	3.1308
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	2.8944	2.8944	2.8944	2.8944	2.8944

CARICHI AGENTI				SLE	A1	A, SISM
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kNm ²)	qp	9.00	11.70	9.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kNm)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Variabile in condizioni statiche	(kNm ²)	q	51.00	76.50	0.00
	Forza Orizzontale in Testa variabile in condizioni statiche	(kNm)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa variabile in condizioni statiche	(kNm)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa variabile in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coeff. di combinazione			condizione frequente ψ ₁	0.75	
				condizione quasi permanente ψ ₂	0.00	
	Sovraccarico Variabile in condizioni sismiche	(kNm ²)	qs	0.00	0.00	10.20
	Forza Orizzontale in Testa variabile in condizioni sismiche	(kNm)	fs	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Forza Verticale in Testa variabile in condizioni sismiche	(kNm)	vs	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa variabile in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	0.00	0.00
	Coeff. di combinazione "q"			ψ ₂	0.20	



VERIFICHE GEOTECNICHE

CALCOLO FORZE VERTICALI E MOMENTI

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot gcls) / 2$
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot gcls)$
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot gcls) / 2$
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot gcls)$
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot gcls)$
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot g)$
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot g)$
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot g) / 2$
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$
Sovr acc. Ecc	$qecc \cdot (B4 + B5)$
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$

con coefficiente sfavorevole			
	SLE	A1	A_sism
(kN/m)	13.45	17.48	13.45
(kN/m)	32.80	42.64	32.80
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	82.00	106.60	82.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	128.25	166.72	128.25

con coefficiente sfavorevole			
(kN/m)	155.80	202.54	155.80
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	22.50	29.25	22.50
(kN/m)	178.30	231.79	178.30

	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1 (sfav)
(kN/m)	127.50	191.25	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	25.50

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$
Sovr acc. Ecc	$qecc \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$

con coefficiente sfavorevole			
	SLE	A1	A_sism
(kNm/m)	14.67	19.07	14.67
(kNm/m)	45.92	59.70	45.92
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	168.10	218.53	168.10
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	228.69	297.29	228.69

con coefficiente sfavorevole			
(kNm/m)	444.03	577.24	444.03
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	64.13	83.36	64.13
(kNm/m)	508.16	660.60	508.16

	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1 (sfav)
(kNm/m)	363.38	545.06	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	72.68

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	40.09
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	20.04

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	55.73
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	27.87

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	7.96
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	25.02
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	10.25
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	43.23

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	2.29
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	7.18
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	26.27
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	35.74

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	118.82
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	118.82

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)	69.40
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - B5/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	69.40

senza coefficienti



CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>moltiplicato * coeff</i>	(kN/m)	67.43	87.67	67.43
Sq perm =	$q_p \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	15.66	20.36	15.66
Sq acc =	$q^* \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	88.73	133.10	0.00
Sq ecc =	$q_{ecc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$		(kN/m)	67.43	87.67	67.43
Sqh perm =	$Sq_{perm} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	15.66	20.36	15.66
Sqh acc =	$Sq_{acc} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	88.73	133.10	0.00
Sqh ecc =	$Sq_{ecc} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq_{perm} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq_{acc} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv ecc =	$Sq_{ecc} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva a valle e sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+Hd)^2$ TRASCURATA

acc	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1
	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
perm	M1		M1
	SLE	A1	A_sism

perm	coeff =1	coeff =1 (fav)	coeff =1 (fav)
	(kN/m)	6.08	6.08

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

MSt1 =	$St_h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$		(kNm/m)	91.71	119.23	91.71
MSq1 perm =	$Sq_h \cdot perm \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$		(kNm/m)	31.94	41.53	31.94
MSq1 acc =	$Sq_h \cdot acc \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$		(kNm/m)	181.01	271.51	0.00
MSq1 ecc =	$Sq_h \cdot ecc \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSt2 =	$St_v \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sq_v \cdot perm \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sq_v \cdot acc \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 ecc =	$Sq_v \cdot ecc \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot H2^2 \cdot H2/3 - \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+(H2+Hd)) \cdot Hd \cdot ((Hd-Hd) \cdot (2 \cdot H2+H2+Hd) / (3 \cdot (H2+H2+Hd)))$		<i>TRASCURATO</i>	(kNm/m)	1.62	1.62	1.62

SLE	A1	A_sism
-----	----	--------

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 =	mp	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

perm	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (STATICA)

Mfext1 =	mp + m	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

acc	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1
	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
perm	(kNm/m)	0.00	0.00
	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (ECCEZIONALI)

Mfext1 =	mp + m	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

perm	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
	(kNm/m)	0.00	0.00

SLE

Risultante forze verticali (N)		Nmax	Nmin
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	434.05	306.55
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$St_h + Sq_h + f$	171.82	83.09
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	795.55	613.19
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$X_c \cdot N - MM$	94.25	15.24

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 					
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 48 di 138

A1 "+" M1 "+" R3	Appr.2
-------------------------	---------------

Risultante forze verticali (N)			
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	589.76	398.51
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$StH + SqH + f$	241.12	108.02
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	1070.69	797.14
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$Xc \cdot N - MM$	138.32	19.81

CONDIZIONE SISMICA + (Verso il basso)
--

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
--

- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	42.85
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+ - Sst1 stat$	(kN/m)	39.75
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+ \cdot (1+kv)$	(kN/m)	19.18
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+ \cdot (1+kv)$	(kN/m)	21.74
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	$Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	42.85
Sst1h sism =	$Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	39.75
Ssq1h perm =	$Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.18
Ssq1h acc =	$Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	21.74
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	$Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
- Spinta passiva a valle e sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+Hd)^2$	TRASCURATA	(kN/m)	6.08

coeff =1
coeff =1
M1
A_sism

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
--

- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	$Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	58.28
MSst1 sism =	$Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	81.10
MSst2 stat =	$Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	83.48
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00
$MSp = \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot H2^2 + H2^2/3 - \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot (H2 + (H2+Hd)) \cdot Hd \cdot (Hd-Hd \cdot (2 \cdot H2^2 + H2^2 + Hd)) / (3 \cdot (H2 + H2 + Hd))$	TRASCURATO	(kNm/m)	1.62

A_sism (M1)

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)
--

Mfext1 =	mp	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SISMICA)
--

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

A_sism "+" M1 "+" R3	Appr.2
-----------------------------	---------------

Risultante forze verticali (N)			
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	379.96	354.46
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$StH + SqH + f - Sp$	219.34	197.61
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	529.75	540.55
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$Xc \cdot N - MM$	249.16	186.09



CONDIZIONE SISMICA - (Verso l'alto)

coeff =1
coeff =1
M1
A_sism

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	42.85
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	30.26
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas \cdot (1-kv)$	(kN/m)	16.98
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas \cdot (1-kv)$	(kN/m)	19.24
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	42.85
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	30.26
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.98
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.24
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
- Spinta passiva a valle e sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (H2+Hd)^2$	TRASCURATA	(kN/m)	6.08

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +			
A_sism (M1)			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	58.28
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	61.74
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	73.89
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00
$MSp = \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot H2^2 \cdot H2/3 - \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot (H2+(H2+Hd)) \cdot Hd \cdot (Hd-Hd \cdot (2 \cdot H2+H2+Hd)/(3 \cdot (H2+H2+Hd)))$	TRASCURATO	(kNm/m)	1.62

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 =	mp	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SISMICA)

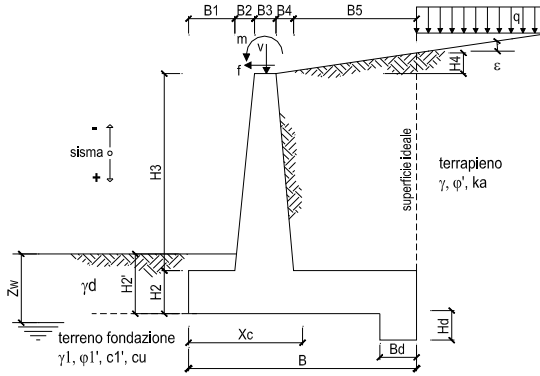
Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

A_sism "+" M1 "+" R3

Appr.2

Risultante forze verticali (N)			
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	284.14	258.64
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$StH + Sqh + f - Sp$	205.15	185.91
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	348.43	349.64
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$Xc \cdot N - MM$	234.06	180.57

12.2. MURO TIPO M5



GEOMETRIA DEL MURO			
Altezza muro	H ₃	4.08	(m)
Spessore muro in testa	B ₅	0.40	(m)
Allargamento muro in base (valle)	B ₂	0.41	(m)
Allargamento muro in base (monte)	B ₄	0.00	(m)
Spessore muro in base	B ₂ +B ₃ +B ₄	0.81	(m)
Altezza fondazione	H ₁	0.90	(m)
Larghezza fondazione a monte	B ₃	2.50	(m)
Larghezza fondazione a valle	B ₁	0.99	(m)
Larghezza totale fondazione	B	4.30	(m)
Lunghezza fondazione	L	1.00	(m)
Altezza dente	H ₂	0.00	(m)
Spessore dente	B ₅	0.00	(m)

GEOMETRIA DEL TERRENO			
Altezza terreno a monte totale	H ₃ +H ₄	4.08	(m)
Angolo di inclinazione del terreno	ε	0.00	(°)

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER I CARICHI				
Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	SLE	A1 (STRIGEO)
			A_SISM	
Permanenti	favorevole	γ ₀	1.00	1.00
	sfavorevole	γ ₀	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ ₀	0.00	0.00
	sfavorevole	γ ₀	1.00	1.50
Ecezionali	favorevole	γ _A	0.00	0.00
	sfavorevole	γ _A	0.00	0.00
Sisma	favorevole	γ _E	0.00	0.00
	sfavorevole	γ _E	0.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO				
Parametro		SLE	M1	Coeff. Parziale
angolo d'attrito	tan φ _s	1.00	1.00	γ ₂
coesione	c _u	1.00	1.00	γ ₂
resistenza non drenata	c _u	1.00	1.00	γ _{2u}
peso unità di volume	γ	1.00	1.00	γ ₁
scorrimento (angolo d'attrito)	tan φ _s	0.00	0.00	γ ₂
scorrimento (coesione)	c _u	0.00	0.00	γ _{2u}

DATI GEOTECNICI		valori caratteristici		valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a _g /g	0.23	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S _s	1.359	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S _t	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β _s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k _h	0.313	(-)
Coefficiente sismico verticale	k _v	0.156	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare		no		

Coefficients di Spinta		k _{d,mod}	SLE	M1
Coeff. di Spinta a riposo statico		0.4264	0.4264	0.4264
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	ka ⁺	0.4518	0.4518	0.4518
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	ka ⁻	0.5480	0.5480	0.5480
Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.6902	3.6902	3.6902
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps ⁺	3.1308	3.1308	3.1308
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps ⁻	2.8944	2.8944	2.8944

CARICHI AGENTI				SLE	A1	A_SISM
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	9.00	11.70	9.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Variabile in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	45.00	67.50	0.00
	Forza Orizzontale in Testa variabile in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa variabile in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa variabile in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficients di combinazione			condizione frequente γ ₁		
				0.75		
				condizione quasi permanente γ ₂		
				0.00		
	Sovraccarico Variabile in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00	0.00	9.00
	Forza Orizzontale in Testa variabile in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	0.00	0.00
Forza Verticale in Testa variabile in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	0.00	0.00	
Momento in Testa variabile in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	0.00	0.00	
Coefficients di combinazione "q"			γ ₂			0.20



VERIFICHE GEOTECNICHE

CALCOLO FORZE VERTICALI E MOMENTI

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)	
Pm1 =	(B2*H3*gcls)/2
Pm2 =	(B3*H3*gcls)
Pm3 =	(B4*H3*gcls)/2
Pm4 =	(B*H2*gcls)
Pm5 =	(Bd*Hd*gcls)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)	
Pt1 =	(B5*H3*g)
Pt2 =	(0.5*(B4+B5)*H4*g)
Pt3 =	(B4*H3*g)/2
Sovr =	qp * (B4+B5)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr

- Sovraccario accidentale sulla scarpa di monte del muro	
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)
Sovr acc. Ecc	qecc * (B4+B5)
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)	
Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0.5*B3)
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)
Mm4 =	Pm4*(B/2)
Mm5 =	Pm5*(B - Bd/2)
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 +Mm5

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro	
Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0.5*B5)
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))
Mt3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)
Msovr =	Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr

- Sovraccario accidentale sulla scarpa di monte del muro	
Sovr acc. Stat	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))
Sovr acc. Ecc	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))
Sovr acc. Sism	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)	
Ps h =	Pm*kh
Ps v =	Pm*kv

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)	
Ptsh =	Pt*kh
Ptsv =	Pt*kv

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	14.79
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	37.65
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	13.61
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	66.05

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	4.13
MPs2 v=	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	10.23
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	32.51
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	46.87

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	178.83
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	178.83

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	kv*Pt1*(B - B5/2)	(kNm/m)	92.60
MPts2 v=	kv*Pt2*(B - B5/3)	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	kv*Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	92.60

con coefficiente sfavorevole			
SLE	A1	A_sism	
(kN/m)	20.91	27.18	20.91
(kN/m)	40.90	53.17	40.90
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	96.75	125.78	96.75
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	158.56	206.13	158.56

con coefficiente sfavorevole			
(kN/m)	194.28	252.56	194.28
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	22.50	29.25	22.50
(kN/m)	216.78	281.81	216.78

coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1 (sfav)	
(kN/m)	112.50	168.75	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	22.50

con coefficiente sfavorevole			
SLE	A1	A_sism	
(kNm/m)	26.42	34.35	26.42
(kNm/m)	65.44	85.07	65.44
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	208.01	270.42	208.01
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	299.88	389.84	299.88

con coefficiente sfavorevole			
(kNm/m)	592.54	770.30	592.54
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	68.63	89.21	68.63
(kNm/m)	661.16	859.51	661.16

coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1 (sfav)	
(kNm/m)	343.13	514.69	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	68.63

senza coefficienti	
(kN/m)	49.56
(kN/m)	24.78

(kN/m)	67.76
(kN/m)	33.88

(kNm/m)	14.79
(kNm/m)	37.65
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	13.61
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	66.05

(kNm/m)	4.13
(kNm/m)	10.23
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	32.51
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	46.87

(kNm/m)	178.83
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	178.83

(kNm/m)	92.60
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	92.60



CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>moltiplicato * coeff</i>	(kN/m)	100.87	131.13	100.87
Sq perm =	$q_p \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	19.15	24.90	19.15
Sq acc =	$q^* \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	95.75	143.63	0.00
Sq ecc =	$q_{ecc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$		(kN/m)	100.87	131.13	100.87
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	19.15	24.90	19.15
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	95.75	143.63	0.00
Sqh ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva a valle e sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+Hd)^2$ TRASCURATA

acc	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1
	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
perm	M1		M1
	SLE	A1	A_sism

perm	coeff =1	coeff =1 (fav)	coeff =1 (fav)
	(kN/m)	7.70	7.70

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

MSt1 =	$St \cdot h \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 3 \cdot Hd$		(kNm/m)	167.78	218.12	167.78
MSq1 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$		(kNm/m)	47.78	62.12	47.78
MSq1 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$		(kNm/m)	238.90	358.36	0.00
MSq1 ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSt2 =	$St \cdot v \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot H2^2 \cdot H2 / 3 - \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+(H2+Hd)) \cdot Hd \cdot (Hd-Hd \cdot (2 \cdot H2+H2+Hd) / (3 \cdot (H2+H2+Hd)))$		<i>TRASCURATO</i>	(kNm/m)	2.31	2.31	2.31

SLE	A1	A_sism
-----	----	--------

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 =	mp	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

perm	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (STATICA)

Mfext1 =	$mp + m$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

acc	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1
	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
perm	(kNm/m)	0.00	0.00
	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (ECCEZIONALI)

Mfext1 =	$mp + m$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

perm	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
	(kNm/m)	0.00	0.00

SLE

Risultante forze verticali (N)		Nmax	Nmin
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	487.84	375.34
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$St + Sqh + f$	215.77	120.02
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	849.70	745.48
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$Xc \cdot N - MM$	199.15	61.49

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro -
pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 53 di 138
------------------	-------------	--	-----------	---------------------

A1 "+" M1 "+" R3 **Appr.2**

Risultante forze verticali (N)			
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	656.69	487.94
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sth + Sqh + f$	299.66	156.03
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	1125.45	969.12
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$Xc \cdot N - MM$	286.42	79.94

CONDIZIONE SISMICA + (Verso il basso)

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	64.10
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m)	59.46
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas \cdot (1+kv)$	(kN/m)	23.46
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas \cdot (1+kv)$	(kN/m)	23.46
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	$Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	64.10
Sst1h sism =	$Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	59.46
Ssq1h perm =	$Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23.46
Ssq1h acc =	$Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23.46
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	$Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
- Spinta passiva a valle e sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+Hd)^2$	TRASCURATA	(kN/m)	7.70

coeff = 1
coeff = 1
M1
A_sism

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	$Sst1 stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	106.62
MSst1 sism =	$Sst1 sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	148.36
MSst2 stat =	$Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	117.06
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00
$MSp = \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot H2^2 \cdot H2/3 - \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot (H2+(H2+Hd)) \cdot Hd \cdot (Hd-Hd \cdot (2 \cdot H2^2+H2+Hd)/(3 \cdot (H2+H2+Hd)))$	TRASCURATO	(kNm/m)	2.31

A_sism (M1)

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 =	mp	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SISMICA)

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

A_sism "+" M1 "+" R3 **Appr.2**

Risultante forze verticali (N)			
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	456.49	433.99
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sth + Sqh + f - Sp$	287.80	264.34
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	552.20	600.64
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$Xc \cdot N - MM$	429.26	332.45

CONDIZIONE SISMICA - (Verso l'alto)

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	64.10
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	45.27
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} \cdot (1 - k_v)$	(kN/m)	20.76
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} \cdot (1 - k_v)$	(kN/m)	20.76

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	64.10
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	45.27
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20.76
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20.76

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00

- Spinta passiva a valle e sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H_2 + H_d)^2$	TRASCURATA	(kN/m)	7.70
---	------------	--------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	106.62
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	112.94
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	103.61
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00
$MSp = \frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot H_2^2 \cdot H_2 / 3 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot (H_2 + (H_2 + H_d)) \cdot H_d \cdot ((H_d - H_d) \cdot (2 \cdot H_2 + H_2 + H_d) / (3 \cdot (H_2 + H_2 + H_d)))$	TRASCURATO	(kNm/m)	2.31

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 =	mp	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(f_p) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(v_p) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SISMICA)

Mfext1 =	mp + ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00

A_sism "+" M1 "+" R3

Appr.2

Risultante forze verticali (N)			
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	339.18	316.68
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - Sp$	268.22	247.45
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	322.13	357.12
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$X_c \cdot N - MM$	407.10	323.74

coeff =1

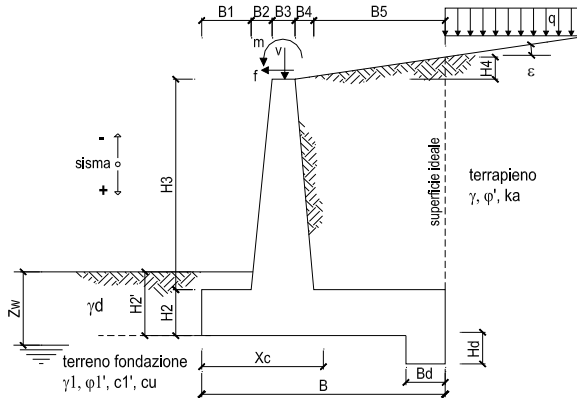
coeff =1

M1

A_sism

A_sism (M1)

12.3. MURO TIPO M6



GEOMETRIA DEL MURO			
Altezza muro	H ₃	5.30	(m)
Spessore muro in testa	B ₁	0.40	(m)
Allargamento muro in base (valle)	B ₂	0.53	(m)
Allargamento muro in base (monte)	B ₄	0.00	(m)
Spessore muro in base	B ₂ +B ₃ +B ₄	0.93	(m)
Altezza fondazione	H ₂	1.00	(m)
Larghezza fondazione a monte	B ₂	3.70	(m)
Larghezza fondazione a valle	B ₁	0.97	(m)
Larghezza totale fondazione	B	5.60	(m)
Lunghezza fondazione	L	1.00	(m)
Altezza dente	H _d	0.00	(m)
Spessore dente	B _d	0.00	(m)

GEOMETRIA DEL TERRENO			
Altezza terreno a monte totale	H ₂ +H ₃	5.30	(m)
Angolo di inclinazione del terreno	ε	0.00	(°)

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER I CARICHI					
Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	SLE	A1 (STRIGEO)	A_SISM
Permanenti	favorevole	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole	γ ₀	1.00	1.30	1.00
Variabili	favorevole	1.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole	γ ₀	1.00	1.50	1.00
Eccezionali	favorevole	1.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole	γ _A	0.00	0.00	0.00
Sisma	favorevole	1.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole	γ _E	0.00	0.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO				
Parametro		SLE	M1	Coeff. Parziale
angolo d'attrito	tan φ _k	1.00	1.00	γ _φ
coesione	c _k	1.00	1.00	γ _c
resistenza non drenata	c _{u,k}	1.00	1.00	γ _{cu}
peso unità di volume	γ	1.00	1.00	γ ₀
scorrimento (angolo d'attrito)	tan φ _k	0.00	0.00	γ _φ
scorrimento (coesione)	c _k	0.00	0.00	γ _c

DATI GEOTECNICI				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		M1	
Datì Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00	35.00		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kNm ⁻³)	γ	19.00	19.00		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00		

Datì Sismici	Accelerazione sismica	a ₀ /g	0.23	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafica	S ₁	1.359	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografica	S _T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β _s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.313	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.156	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		no	

Coefficients di Spinta		k0,mod	SLE		M1	
			ka	kp	ka	kp
	Coeff. di Spinta a riposo statico		0.4264	0.4264	0.4264	0.4264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +		0.4518	0.4518	0.4518	0.4518
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -		0.5480	0.5480	0.5480	0.5480
	Coeff. Di Spinta Passiva		3.6902	3.6902	3.6902	3.6902
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +		3.1308	3.1308	3.1308	3.1308
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -		2.8944	2.8944	2.8944	2.8944

CARICHI AGENTI				SLE	A1	A_SISM
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kNm ²)	qp	9.00	11.70	9.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kNm)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Variabile in condizioni statiche	(kNm ²)	q	41.00	61.50	0.00
	Forza Orizzontale in Testa variabile in condizioni statiche	(kNm)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa variabile in condizioni statiche	(kNm)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa variabile in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione			condizione frequente ψ1	0.75	
			condizione quasi permanente ψ2	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Variabile in condizioni sismiche	(kNm ²)	qs	0.00	0.00	8.20
	Forza Orizzontale in Testa variabile in condizioni sismiche	(kNm)	fs	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa variabile in condizioni sismiche	(kNm)	vs	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa variabile in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione "q"			ψ2	0.20	



VERIFICHE GEOTECNICHE

CALCOLO FORZE VERTICALI E MOMENTI

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	(B2*H3*gcls)/2
Pm2 =	(B3*H3*gcls)
Pm3 =	(B4*H3*gcls)/2
Pm4 =	(B*H2*gcls)
Pm5 =	(Bd*Hd*gcls)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	(B5*H3*g)
Pt2 =	(0.5*(B4+B5)*H4*g)
Pt3 =	(B4*H3*g)/2
Sovr =	qp * (B4+B5)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr

- Sovraccario accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)
Sovr acc. Ecc	qecc * (B4+B5)
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)

con coefficiente sfavorevole			
	SLE	A1	A_sism
(kN/m)	35.11	45.65	35.11
(kN/m)	53.00	68.90	53.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	140.00	182.00	140.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	228.11	296.55	228.11

con coefficiente sfavorevole			
	SLE	A1	A_sism
(kN/m)	372.59	484.37	372.59
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	33.30	43.29	33.30
(kN/m)	405.89	527.66	405.89

	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1 (sfav)
(kN/m)	151.70	227.55	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	30.34

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0.5*B3)
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)
Mm4 =	Pm4*(B/2)
Mm5 =	Pm5*(B - Bd/2)
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 +Mm5

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0.5*B5)
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))
Mt3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)
Msovr =	Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr

- Sovraccario accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))
Sovr acc. Ecc	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))
Sovr acc. Sism	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))

con coefficiente sfavorevole			
	SLE	A1	A_sism
(kNm/m)	46.47	60.41	46.47
(kNm/m)	90.10	117.13	90.10
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	392.00	509.60	392.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	528.57	687.14	528.57

con coefficiente sfavorevole			
	SLE	A1	A_sism
(kNm/m)	1397.21	1816.38	1397.21
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	124.88	162.34	124.88
(kNm/m)	1522.09	1978.71	1522.09

	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1 (sfav)
(kNm/m)	568.88	853.31	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	113.78

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	Pm*kh
Ps v =	Pm*kv

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	Pt*kh
Ptsv =	Pt*kv

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	30.36
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	60.47
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	21.88
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	112.71

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	7.26
MPs2 v=	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	14.08
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	61.26
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	82.61

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	425.08
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	425.08

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	kv*Pt1*(B - B5/2)	(kNm/m)	218.36
MPts2 v=	kv*Pt2*(B - B5/3)	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	kv*Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	218.36

senza coefficienti

(kN/m)	71.30
(kN/m)	35.65

(kN/m)	126.87
(kN/m)	63.43



CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>moltiplicato * coeff</i>	(kN/m)	160.79	209.02	160.79
Sq perm =	$q_p \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	24.18	31.43	24.18
Sq acc =	$q^* \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	110.15	165.22	0.00
Sq ecc =	$q_{ecc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot k$	<i>già coeffic.</i>	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$		(kN/m)	160.79	209.02	160.79
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	24.18	31.43	24.18
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	110.15	165.22	0.00
Sqh ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot \cos \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot \sin \delta$		(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva a valle e sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+Hd)^2$ TRASCURATA

acc	coeff =1	coeff =1.5 (sfav)	coeff =1
	coeff =1	coeff =1.3 (sfav)	coeff =1
perm		M1	
		SLE	A1

perm	coeff =1	coeff =1 (fav)	coeff =1 (fav)
	9.50	9.50	9.50

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

MSt1 =	$St \cdot h \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 3 \cdot Hd$		(kNm/m)	337.65	438.94	337.65
MSq1 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$		(kNm/m)	76.16	99.01	76.16
MSq1 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$		(kNm/m)	346.96	520.44	0.00
MSq1 ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSt2 =	$St \cdot v \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 ecc =	$Sq \text{ ecc} \cdot B$		(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot H2^2 \cdot H2 / 3 - \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H2+(H2+Hd)) \cdot Hd \cdot (Hd-Hd \cdot (2 \cdot H2+H2+Hd) / (3 \cdot (H2+H2+Hd)))$		<i>TRASCURATO</i>	(kNm/m)	3.17	3.17	3.17

SLE	A1	A_sism
-----	----	--------

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 =	mp	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (STATICA)

Mfext1 =	$mp + m$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (ECCEZIONALI)

Mfext1 =	$mp + m$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	<i>già coeffic.</i>	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

SLE

Risultante forze verticali (N)			Nmax	Nmin
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$		785.70	634.00
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St \cdot h + Sq \cdot h + f$		295.11	184.96
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM		1858.76	1636.84
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc \cdot N - MM$		341.21	138.36

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



**NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro -
pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01**

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev.
A

Foglio
58 di 138

A1 "+" M1 "+" R3 **Appr.2**

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} (+ Sovr\ acc)$ 1051.75 824.20

Risultante forze orizzontali (T)

$T = S_{th} + S_{qh} + f$ 405.67 240.45

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$MM = \sum M$ 2460.77 2127.90

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$M = X_c \cdot N - MM$ 484.14 179.87

CONDIZIONE SISMICA + (Verso il basso)

coeff =1
coeff =1
M1
A_sism

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_a$ (kN/m) 102.18
 Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as} \cdot Sst1\ stat$ (kN/m) 94.78
 Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as} \cdot (1 + kv)$ (kN/m) 29.62
 Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as} \cdot (1 + kv)$ (kN/m) 26.99

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$ (kN/m) 102.18
 Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$ (kN/m) 94.78
 Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$ (kN/m) 29.62
 Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$ (kN/m) 26.99

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$ (kN/m) 0.00
 Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$ (kN/m) 0.00
 Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$ (kN/m) 0.00
 Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$ (kN/m) 0.00

- Spinta passiva a valle e sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H_2 + Hd)^2$ TRASCURATA (kN/m) 9.50

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

A_sism (M1)

MSst1 stat = $Sst1\ stat \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$ (kNm/m) 214.57
 MSst1 sism = $Sst1\ sism \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$ (kNm/m) 298.56
 MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$ (kNm/m) 0.00
 MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$ (kNm/m) 0.00
 MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$ (kNm/m) 178.30
 MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$ (kNm/m) 0.00
 MSP = $\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_2^2 \cdot H_2 / 3 - \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot (H_2 + Hd) \cdot Hd \cdot (Hd - Hd) \cdot (2 \cdot H_2^2 + H_2 \cdot Hd) / (3 \cdot (H_2 + Hd))$ TRASCURATO (kNm/m) 3.17

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 = mp (kNm/m) 0.00
 Mfext2 = $(fp) \cdot (H_3 + H_2)$ (kNm/m) 0.00
 Mfext3 = $(vp) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$ (kNm/m) 0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SISMICA)

Mfext1 = $mp + ms$ (kNm/m) 0.00
 Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$ (kNm/m) 0.00
 Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$ (kNm/m) 0.00

A_sism "+" M1 "+" R3 **Appr.2**

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} (+ Sovr\ acc)$ 763.43 733.09

Risultante forze orizzontali (T)

$T = S_{th} + S_{qh} + f - Sp$ 451.73 424.75

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$MM = \sum M$ 1236.17 1300.69

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$M = X_c \cdot N - MM$ 901.43 751.95

CONDIZIONE SISMICA - (Verso l'alto)

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	102.18
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	72.15
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} \cdot (1 - k_v)$	(kN/m)	26.22
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} \cdot (1 - k_v)$	(kN/m)	23.89

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	102.18
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	72.15
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26.22
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23.89

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00

- Spinta passiva a valle e sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot (H_2 + H_d)^2$	TRASCURATA	(kN/m)	9.50
---	------------	--------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	214.57
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	227.29
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	157.82
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00
$MSp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_2^2 \cdot H_2 / 3 - \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot (H_2 + (H_2 + H_d)) \cdot H_d \cdot ((H_d - H_d) \cdot (2 \cdot H_2 + H_2 + H_d) / (3 \cdot (H_2 + H_2 + H_d)))$	TRASCURATO	(kNm/m)	3.17

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SOLO PERMANENTI)

Mfext1 =	mp	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(f_p) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(v_p) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE (SISMICA)

Mfext1 =	mp + ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00

A_sism "+" M1 "+" R3

Appr.2

Risultante forze verticali (N)			
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	565.26	534.92
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sth + Sqh + f - Sp$	422.60	398.72
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	725.99	770.03
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	$X_c \cdot N - MM$	856.73	727.74

coeff =1

coeff =1

M1

A_sism

A_sism (M1)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 60 di 138

13. VERIFICA DEI PALI

13.1. SOLLECITAZIONI

13.1.1. Muro tipo M4

I pali sono posti ad interasse 2.50 m in senso trasversale e 2.40 m in senso longitudinale.
Si riportano i risultati degli sforzi (N, M) all'intradosso del plinto (per 1 m di lunghezza longitudinale) e gli sforzi poi ripartiti sui pali (lo sforzo assiale di compressione è positivo).

Intradosso plinto

SLE

N	434.05 kN/m
T	171.82 kN/m
M	94.25 kNm/m

SLU

N	589.76 kN/m
T	241.12 kN/m
M	138.32 kNm/m

SLV_SISM BASSO

N	379.96 kN/m
T	219.34 kN/m
M	249.16 kNm/m

SLV_SISM ALTO

N	284.14 kN/m
T	205.15 kN/m
M	234.06 kNm/m

Sforzi sui Pali

SLE

Nmin	611.3 kN
Nmax	430.4 kN
T	206.2 kN

SLU

Nmin	840.5 kN
Nmax	574.9 kN
T	289.3 kN

SLV_SISM BASSO

Nmin	695.1 kN
Nmax	216.8 kN
T	263.2 kN

SLV_SISM ALTO

Nmin	565.7 kN
Nmax	116.3 kN
T	246.2 kN

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 61 di 138</p>

13.1.2. Muro tipo M5

I pali sono posti ad interasse 2.70 m in senso trasversale e 2.40 m in senso longitudinale.

Si riportano i risultati degli sforzi (N, M) all'intradosso del plinto (per 1 m di lunghezza longitudinale) e gli sforzi poi ripartiti sui pali (lo sforzo assiale di compressione è positivo).

Intradosso plinto

SLE

N	487.8 kN/m
T	215.8 kN/m
M	199.1 kNm/m

SLU

N	656.7 kN/m
T	299.7 kN/m
M	286.4 kNm/m

SLV_SISM BASSO

N	456.5 kN/m
T	287.8 kN/m
M	429.3 kNm/m

SLV_SISM ALTO

N	339.2 kN/m
T	268.2 kN/m
M	407.1 kNm/m

Sforzi sui Pali

SLE

Nmin	762.4 kN
Nmax	408.4 kN
T	258.9 kN

SLU

Nmin	1042.6 kN
Nmax	533.4 kN
T	359.6 kN

SLV_SISM BASSO

Nmin	929.4 kN
Nmax	166.2 kN
T	345.4 kN

SLV_SISM ALTO

Nmin	768.9 kN
Nmax	45.1 kN
T	321.9 kN

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 62 di 138</p>

13.1.3. Muro tipo M6

I pali sono posti ad interasse 3.60 m in senso trasversale e 3.00 m in senso longitudinale.

Si riportano i risultati degli sforzi (N, M) all'intradosso del plinto (per 1 m di lunghezza longitudinale) e gli sforzi poi ripartiti sui pali (lo sforzo assiale di compressione è positivo).

Intradosso plinto

SLE

N	785.7 kN/m
T	295.1 kN/m
M	341.2 kNm/m

SLU

N	1051.8 kN/m
T	405.7 kN/m
M	484.1 kNm/m

SLV_SISM BASSO

N	763.4 kN/m
T	451.7 kN/m
M	901.4 kNm/m

SLV_SISM ALTO

N	565.3 kN/m
T	422.6 kN/m
M	856.7 kNm/m

Sforzi sui Pali

SLE

Nmin	1462.9 kN
Nmax	894.2 kN
T	442.7 kN

SLU

Nmin	1981.1 kN
Nmax	1174.2 kN
T	608.5 kN

SLV_SISM BASSO

Nmin	1896.3 kN
Nmax	394.0 kN
T	677.6 kN

SLV_SISM ALTO

Nmin	1561.8 kN
Nmax	133.9 kN
T	633.9 kN

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 63 di 138

13.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

Per una definizione delle caratteristiche geotecniche del sito, si rimanda alla Relazione geotecnica.

Tabella 13.1: NV51 - Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	C_{Uk}	$N_{SPT,medio}$	$\tau_{us,max}$	$q_{b,ult}$	E_h	n_h
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	colpi/30cm	(kPa)	(kPa)	kN/m ²	kN/m ³
UG 1 Riporti	0.0	1.0	18.0	28.0	0	-	-	100	2500	$n_h \cdot z$	7500
UG 6 Ghiaie sabbiose	1.0	12.0	19.0	38.0	0	-	34	100	2500	$n_h \cdot z$	15000
UG 2 Limo argilloso	12.0	14.0	18.0	26.0	0	140	-	100	$9 \cdot C_{Uk}$	$400 \cdot C_{Uk}$	-
UG 4 Sabbia	14.0	30.0	18.0	34.0	0	-	34	100	2500	$n_h \cdot z$	12000
UG 2 Limo argilloso	30.0	38.0	18.0	26.0	0	140	-	100	$9 \cdot C_{Uk}$	$400 \cdot C_{Uk}$	-
UG4 Sabbia	Da 38.0 in poi		18.0	34.0	0	-	60	150	4000	$n_h \cdot z$	12000

con:

γ = peso di volume naturale;

ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

c'_k = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

C_{Uk} = valore caratteristico della coesione non drenata;

$\tau_{us,max}$ = valore massimo della resistenza laterale: per terreni coesivi $\tau_{us,max} = 100$ kPa, per terreni sabbiosi, ci si riferisce alle indicazioni di Wright e Reese (1977);

$q_{b,ult}$ = valore assunto per la resistenza ultima di base; per in terreni sabbiosi, ci si riferisce alle indicazioni di Wright e Reese (1977);

E_h = modulo di reazione del terreno;

n_h = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali sabbioso-ghiaiosi ($k_h = n_h \cdot z / d$, $E_h = k_h d$).

Nei calcoli di portanza che seguono l'altezza di falda è stata considerata a -6 m da p.c. mentre la testa del palo è a 0.00 + l'altezza del rilevato.

Cautelativamente, la valutazione della portanza dei pali è stata condotta trascurando il contributo del terreno nel tratto innestato nel rilevato sopra al piano campagna, sia in termini di attrito laterale che di incremento di tensioni efficaci. Per quanto riguarda il comportamento del palo soggetto alle azioni orizzontali, a favore di sicurezza, tale tratto sommitale è stato trattato come riferito all'UG 1 (Riporti).

I pali hanno lunghezze tipologiche per tipologia di muro considerata, adottando come riferimento il massimo spessore di rilevato necessario (7.3 m per il muro RI01 con le relative tipologie M4-M5-M6 e 2.0 m per il muro RA04 in cui è presente solo la M6).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 64 di 138

13.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I pali sono stati verificati secondo quanto previsto dalle NTC 2008, seguendo l'Approccio 2 con combinazione dei coefficienti parziali A1+M1+R3, con riferimento alla condizione statica SLU e sismica SLV.

In aggiunta al carico trasmesso dal muro alla testa del palo di fondazione si considera il peso proprio del palo (W_p), ridotto sottraendo la sottospinta dell'acqua alla base (S_u). A tale differenza ($W_p - S_u$) è applicato il coefficiente parziale (amplificativo) di normativa per azioni sfavorevoli ($\gamma_{G1} = 1.3$) per la condizione SLU statica.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, deve essere incluso tra le azioni permanenti.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

13.4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 65 di 138

13.5. CALCOLO DELLA PORTANZA DEI PALI

In conformità con la normativa NTC2008, la resistenza geotecnica di progetto del palo soggetto a carichi di compressione $R_{c,d}$ e di trazione $R_{t,d}$ è stata ottenuta partendo dal valore di resistenza caratteristico a compressione $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, applicando i coefficienti parziali indicati nella Tab. 6.4.II delle NTC2008).

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_{R3}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{R3}}$$

In particolare, per i pali trivellati in calcestruzzo gettati opera:

$\gamma_{R3} = 1.15$ per la resistenza laterale in compressione;

$\gamma_{R3} = 1.25$ per la resistenza laterale in trazione;

$\gamma_{R3} = 1.35$ per la resistenza di base.

I valori caratteristici a compressione del palo $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, sono ottenuti applicando i fattori di correlazioni ξ_3 e ξ_4 (si veda Tab. 6.4.IV NTC2008) alla resistenza a compressione $R_{c,cal}$ e a trazione $R_{t,cal}$ calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

I valori di ξ_3 e ξ_4 da utilizzare nelle analisi sono funzione dal numero di sondaggi indipendenti che sono stati considerati per valutare la resistenza del palo per ogni area omogenea o struttura.

Per l'opera in questione si è scelto di considerare una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Si è ritenuto di utilizzare un coefficiente pari a $\xi_4=1.55$.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Al fine di motivare più nel dettaglio le modalità con le quali verranno svolte le valutazioni sulla capacità portante verticale dei pali e sulla scelta dei coefficienti di correlazione in funzione del numero delle verticali indagate, si osserva quanto segue: per la determinazione della portanza si è fatto riferimento ad un'unica stratigrafia di calcolo facendo ricorso ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici. Si è in sostanza partiti considerando la successione stratigrafica del sondaggio CDS5, il più prossimo alle opere in oggetto e quindi (pur in un panorama di sostanziale uniformità geotecnica) più rappresentativo degli altri. Considerato però il fatto che i sondaggi effettuati si dispongono su una direttrice perpendicolare allo sviluppo delle opere in oggetto, e quindi che altri sondaggi non possono direttamente comunicare valori altrettanto rappresentativi come quelli del sondaggio più prossimo, si è ritenuto opportuno operare in misura cautelativa per tenere in conto di una non escludibile variabilità nel senso dello sviluppo dell'opera.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 					
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Progetto IN17</td> <td style="width: 15%;">Lotto 12</td> <td style="width: 40%;">Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</td> <td style="width: 10%;">Rev. A</td> <td style="width: 15%;">Foglio 66 di 138</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 66 di 138
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 66 di 138		

Si è cercato quindi di ricavare un realistico ambito di variabilità per la stratigrafia del sondaggio più prossimo, confrontandolo con le stratigrafie di altri sondaggi più distanti. Questo ha portato ad aumentare cautelativamente lo spessore delle unità geologiche meno portanti ottenendo in sostanza una verticale di calcolo più cautelativa di quella propria del sondaggio CDS5. Pur se il calcolo della portanza è quindi riferito formalmente ad un'unica verticale, per tenere in debita considerazione il fatto di essersi comunque avvalsi qualitativamente della stratigrafia di altre verticali, si è optato per assumere il coefficiente ξ che si sarebbe dovuto assumere per il calcolo svolto a partire da 2 verticali. Sarebbe stato esageratamente cautelativo assumere il coefficiente ξ relativo ad un unico sondaggio. Dal momento quindi che non si dispongono di almeno 2 verticali non è stato possibile effettuare alcuna media e quindi non sarà possibile svolgere, come richiede la normativa, il calcolo basato sui valori medi con l'impiego del coefficiente ξ_3 .

Le resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ sono state determinate sulla base delle seguenti relazioni:

$$R_{c,cal} = Q_{c,ult} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base}$$

$$R_{t,cal} = Q_{t,ult} = Q_{ult,lat}$$

con:

$Q_{c,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in compressione; $Q_{t,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in trazione; $Q_{ult,lat}$ = resistenza laterale ultima; $Q_{ult,base}$ = resistenza alla base ultima.

La resistenza laterale ultima τ_{lim} è stata valutata come segue:

Terreni coesivi (breve termine)

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot C_{uk} \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato nella tabella sottostante;

C_{uk} = resistenza a taglio non drenata.

$c_u \leq 25 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.9$
$25 \text{ kPa} < c_u \leq 50 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.8$
$50 \text{ kPa} < c_u \leq 75 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.6$
$75 \text{ kPa} < c_u$	$\alpha = 0.4$

Terreni coesivi (lungo termine)

Per i tratti di palo attraverso gli strati di terreni a grana fina (limi con argilla, limi debolmente argillosi sabbiosi, limi sabbiosi), che sono normal consolidati, la resistenza di interfaccia è ricavata applicando il noto metodo β ; in pratica si pone $\tau_{lim} = \beta (\sigma'_v)$ con $\beta = (k_0) (\tan \varphi') = (1 - \sin \varphi') (\tan \varphi')$, avendo indicato con (k_0) il coefficiente di spinta a riposo.

Terreni sabbiosi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \varphi' \cdot \sigma'_v \leq \tau_{us,max} \text{ kPa dove:}$$

k = coefficiente di spinta laterale, considerato pari a 0.7 per i pali trivellati;

φ' = angolo d'attrito terreno;

σ'_v = tensione verticale alla quota di riferimento;

I valori massimi di $\tau_{us,max}$ sono stabiliti in accordo alle indicazioni di Reese & Wright [1977] (vedi anche Gwizdala [1984]) nel caso di pali trivellati a fango, sulla base delle seguenti espressioni:

$$\tau_{us,max} = 3 N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53 \text{ colpi/30 cm}$$

$$\tau_{us,max} = 142 + 0.32 N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53 \text{ colpi/30 cm}$$

Per comodità di calcolo, e laddove $N_{SPT} \geq 50$ per il tratto di interesse, si porrà:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro -
pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev.
A

Foglio
67 di 138

$\tau_{us,max} = 150 \text{ kPa}$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 68 di 138

La resistenza ultima di base $q_{b,ult}$ è stata determinata come segue:

Terreni coesivi

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot C_{uk}$$

Terreni sabbiosi

Il valore di $q_{b,ult}$ è stato stabilito considerando un rapporto fra il cedimento della base del palo ed il diametro del palo pari al 10%.

Quando disponibili dati penetrometrici, si è considerato (Fioravante et al. (1995) e Ghionna et al. (1994) Lancellotta et al. (2011))

$$q_{bcr, 0.1} \cong 0.15 \div 0.18 q_c$$

Quando disponibili dati SPT, si sono utilizzate le indicazioni di Reese e O'Neill, 1988, Fioravante et al., 1995:

$$q_{bcr, 0.1} = 75 \text{ NSPT} < 4000 \text{ kPa}$$

Tali dati sono in ottimo accordo con le indicazioni di Berezantzev (1965), riportate da AGI (1984).

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato nella figura sottostante.

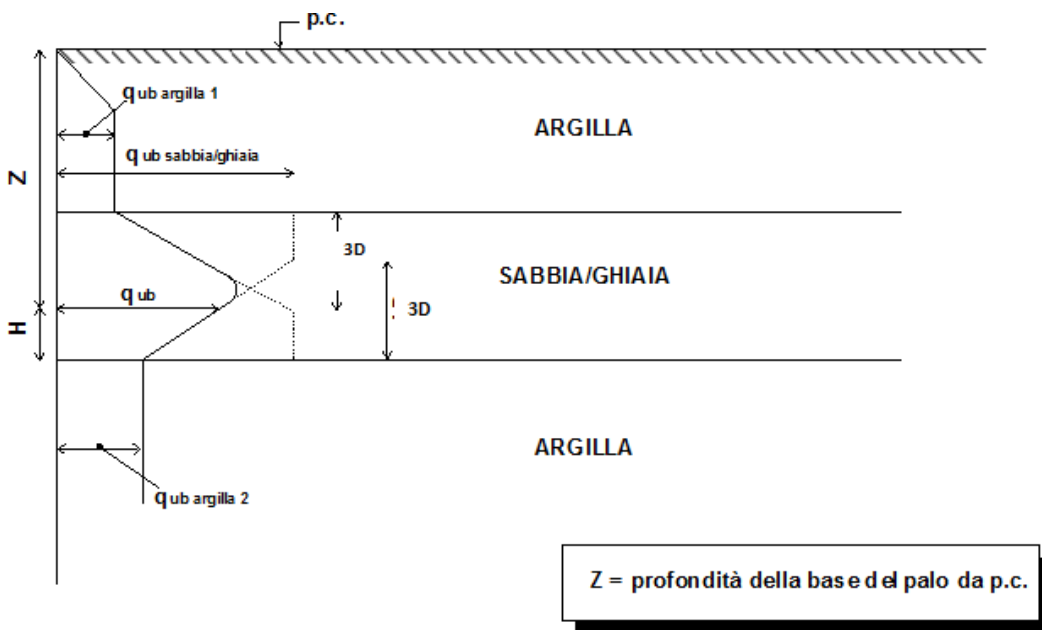


Figura 13.1: Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni Stratificati

Le stime delle resistenze geotecniche di progetto dei pali soggetti a carichi verticali a compressione $R_{c,d}$ e trazione $R_{t,d}$ sono riportate nelle figure seguenti.

Le resistenze di progetto dovranno essere confrontate con i carichi di progetto a testa pali (considerando i coefficienti parziali γ_A sulle azioni caratteristiche).

Si ricorda che, in accordo a quanto riportato al paragrafo 13.3, i valori di carico sollecitante sul palo considerano anche il peso del palo. Nella condizione di verifica a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di verifica a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

La lunghezza indicata nelle figure $L(m)$ rappresenta la lunghezza del tratto di palo a partire dal piano campagna; per arrivare alla lunghezza totale del palo deve essere sommato il tratto di palo immerso nel rilevato sopra al piano campagna, per il quale è stata assunta una portanza nulla, a favore di sicurezza.

Pali muro tipo M4 (7.3 m di palo nel rilevato + 17.7 m di palo dal p.c.)

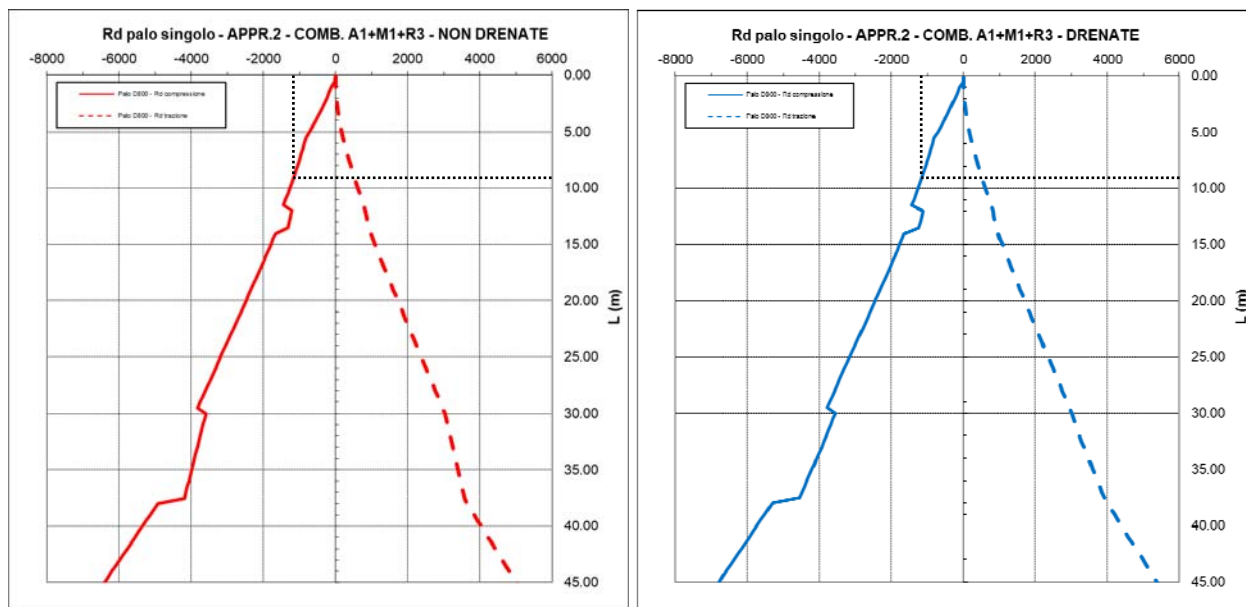


Figura 13.2: DA1-C2: Resistenza di progetto GEO pali

NON DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	17.7	17.7
Qres [kN]	-2126	-2126
Qsoll [kN]	-949	-1183
C.S.	2.24	1.80

DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	17.7	17.7
Qres [kN]	-2102	-2102
Qsoll [kN]	-949	-1183
C.S.	2.21	1.78

Pali muro tipo M5 (7.3 m di palo nel rilevato + 17.7 m di palo dal p.c.)

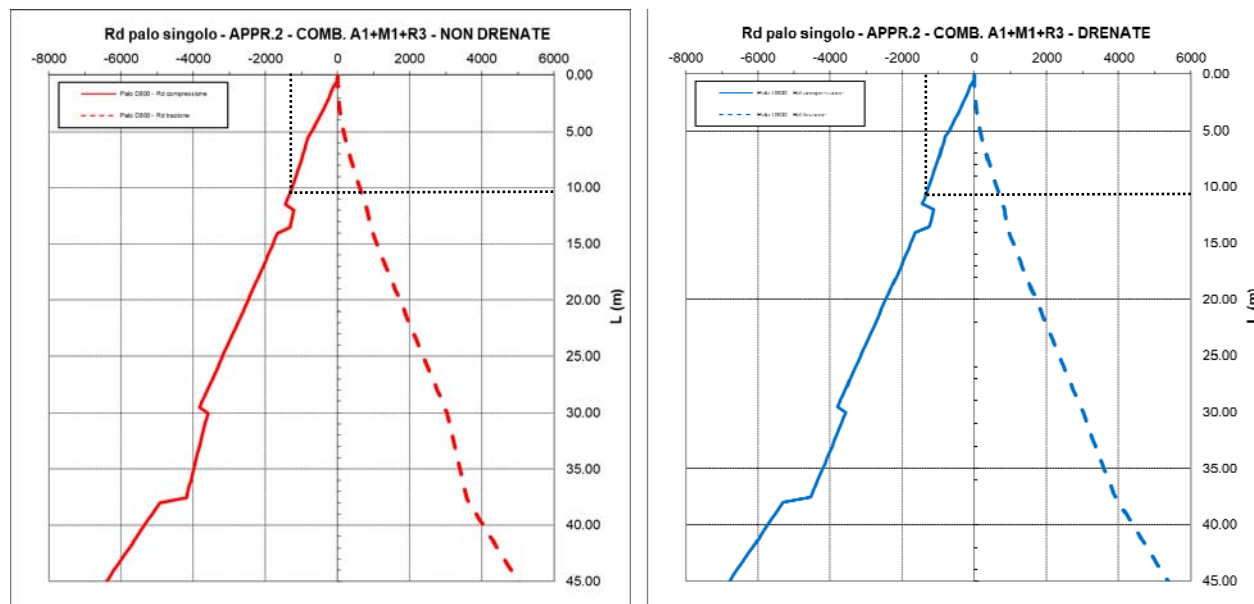


Figura 13.3: DA1-C2: Resistenza di progetto GEO pali

NON DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	17.7	17.7
Qres [kN]	-2126	-2126
Qsoll [kN]	-1183	-1385
C.S.	1.80	1.53

DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	17.7	17.7
Qres [kN]	-2102	-2102
Qsoll [kN]	-1183	-1385
C.S.	1.78	1.52

Pali muro tipo M6 – Muro RI01 (7.3 m di palo nel rilevato + 17.7 m di palo dal p.c.)

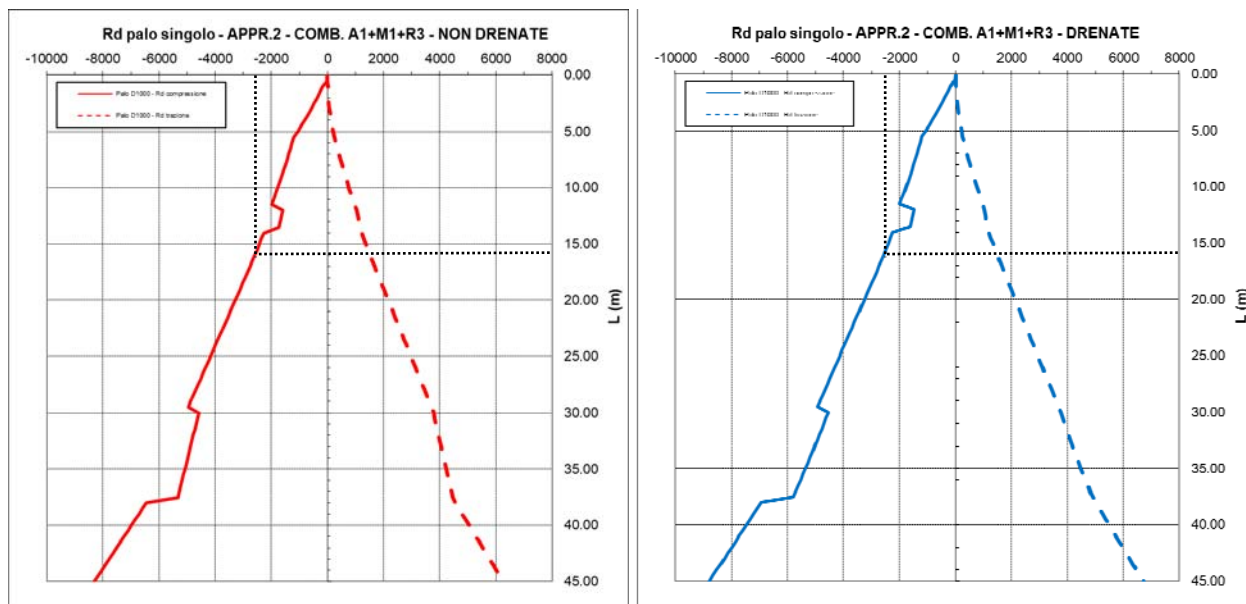


Figura 13.4: DA1-C2: Resistenza di progetto GEO pali

NON DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	17.7	17.7
Qres [kN]	-2845	-2845
Qsoll [kN]	-2293	-2517
C.S.	1.24	1.13

DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	17.7	17.7
Qres [kN]	-2815	-2815
Qsoll [kN]	-2293	-2517
C.S.	1.23	1.12

Pali muro tipo M6 – Muro RA04 (2 m di palo nel rilevato + 18 m di palo dal p.c.)

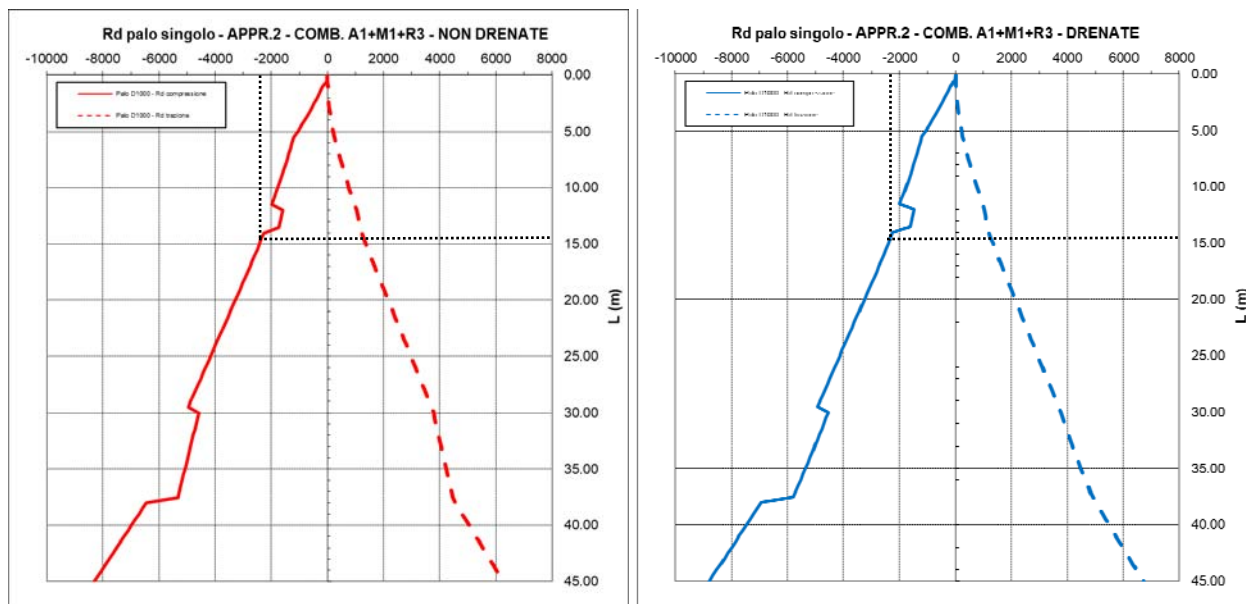


Figura 13.5: DA1-C2: Resistenza di progetto GEO pali

NON DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	18	18
Qres [kN]	-2933	-2933
Qsoll [kN]	-2195	-2384
C.S.	1.34	1.23

DRENATE	Nmin	
	SLV	SLU
Lp [m]	18	18
Qres [kN]	-2903	-2903
Qsoll [kN]	-2195	-2384
C.S.	1.32	1.22

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 73 di 138</p>

Al fine di dare maggiori dettagli sulla determinazione dei grafici presentati, nel seguito sono riportate delle tabelle con gli effettivi valori adottati secondo la procedura analitica descritta in precedenza, distinti per ogni elemento. Per quanto riguarda la terminologia adottata :

- z (m) : profondità ad piano campagna ;
- γ (kN/m³) : peso specifico del terreno ;
- γ' (kN/m³) : peso specifico efficace del terreno ;
- c_u (kPa) : coesione non drenata del terreno ;
- ϕ' (°) : angolo di attrito efficace del terreno ;
- c' (kPa) : coesione efficace del terreno ;
- σ_v (kPa) : tensione verticale totale alla profondità z ;
- σ'_v (kPa) : tensione verticale efficace alla profondità z ;
- Nq^* : fattore di capacità portante di punta secondo Berezantzev ;
- $q_{s,a,ND}$ (kPa) : capacità portante laterale di un terreno argilloso in condizioni non drenate ;
- $q_{s,a,D}$ (kPa) : capacità portante laterale di un terreno argilloso in condizioni drenate ;
- $q_{s,s}$ (kPa) : capacità portante laterale di un terreno sabbioso ;
- $q_{p,s}$ (kPa) : capacità portante di punta di un terreno sabbioso o argilloso in condizioni drenate ;
- $q_{p,a,ND}$ (kPa) : capacità portante di punta di un terreno argilloso in condizioni non drenate ;
- s (m) : lunghezza palo misurata dalla sua testa ;
- q_p (kPa) : resistenza di punta riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- q_s (kPa) : resistenza laterale riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- $q_{p,max}$ (kPa) : resistenza di punta massima riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- $q_{s,max}$ (kPa) : resistenza laterale massima riferita al materiale presente alla profondità analizzata, distinta per condizioni drenate e non drenate ;
- $R_{b,k}$ (kN) : resistenza di punta caratteristica per un palo di lunghezza ' s ' ;
- $R_{s,k}$ (kN) : resistenza laterale caratteristica per un palo di lunghezza ' s ' ;
- $R_{c,d}$ (kN) : resistenza di progetto a compressione, valutata tenendo conto dei contributi di punta e laterale, a cui sono applicati i coefficienti parziali di sicurezza ed il coefficiente di correlazione ;
- $R_{t,d}$ (kN) : resistenza di progetto a trazione, valutata tenendo conto del contributo laterale, a cui è applicato il coefficiente parziale di sicurezza ed il coefficiente di correlazione.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R R101

Progetto IN17

Lotto 12

Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev. A

Foglio 74 di 138

Pali muro tipo M4

Table with columns: z, m, gamma, gamma', cu, phi, c, dv, dv', Nst, qs, qs, qs, qs, s, qp, qs, qp, qp, Rb, Rk, Rc, Rd, qp, qs, qp, qp, Rb, Rk, Rc, Rd. Contains detailed calculation data for wall piles.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto IN17

Lotto 12

Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev. A

Foglio 75 di 138

Pali muro tipo M5

Technical data table for 'Pali muro tipo M5'. The table contains multiple columns of numerical data (z, gamma, gamma', etc.) and categorical labels (m, Kv, N, etc.). It includes annotations like 'NON-DRENATA' and 'DRENATA'. The table represents soil profile data for a wall foundation project.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto IN17

Lotto 12

Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev. A

Foglio 76 di 138

Pali muro tipo M6 - RI01 e RA04

Table with 26 columns: z, gamma, gamma', cu, phi', c, dv, dv', Nst, Qs,ND, Qs,SD, Qs,SD, Qs,SD, Qs,ND, s, qp, qs, qp,max, qs,max, Rb,k, Rsk, Rc,d, Rtd, qp, qs, qp,max, qs,max, Rb,k, Rsk, Rc,d, Rtd. The table contains numerical data for various pile types and depths, with some rows marked 'NON-DRENATA' and 'DRENATA'.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 77 di 138

13.6. VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI

13.6.1. Criteri di verifica

I pali di fondazione sono verificati nei confronti degli stati limite ultimi previsti da normativa, che corrispondono al raggiungimento della massima capacità di resistenza delle strutture (sollecitazioni combinate SLU e SLV). Per le verifiche a presso/tenso-flessione è stato utilizzato un software per il calcolo dei parametri resistenti della sezione, prendendo in considerazione le resistenze di progetto dei singoli materiali (V.C.A. S.L.U.). Le verifiche a taglio invece sono state eseguite tramite l'utilizzo di un foglio elettronico all'interno del quale è stata implementata la procedura di calcolo dell'altezza utile delle sezioni circolari. Tale relazione, per sezioni circolari di calcestruzzo di raggio r in cui l'armatura sia distribuita su una circonferenza di raggio r_s , prevede che l'altezza utile della sezione sia pari a:

$$d = r + \frac{2r_s}{\pi}$$

Il braccio delle forze interne viene assunto pari a $z = 0.9d$.

13.6.2. Prescrizioni costruttive e armatura minima pali di fondazione

In accordo con il MdP RFI §2.5.2.2.6, i pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con un'area di acciaio non inferiore allo 0.4% di quella del calcestruzzo.

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 12 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

13.6.3. Verifiche a presso-flessione

Armatura disposta

I pali dei muri tipo M4 e M5, di diametro 800 mm, hanno le seguenti armature :

- Longitudinalmente sono previste barre disposte su due corone (20+20 $\phi 20$) nel tratto che si estende dalla testa del palo fino a circa -4 m ; nelle sezioni successive l'armatura è costituita da 20 $\phi 20$ per 12 m e 20 $\phi 16$ successivamente, disposti su una sola corona.
- A taglio è prevista una spirale continua $\phi 12/15$ cm nel tratto che si estende dalla testa del palo a -2.4 m; nelle sezioni successive l'armatura è costituita da una spirale $\phi 12/25$ cm.

I pali dei muri tipo M6, di diametro 1000 mm, hanno le seguenti armature :

- Longitudinalmente sono previste barre disposte su due corone (24+24 $\phi 22$) nel tratto che si estende dalla testa del palo fino a circa -4 m ; nelle sezioni successive l'armatura è costituita da 24 $\phi 22$ per 12 m e 24 $\phi 16$ successivamente, disposti su una sola corona.
- A taglio è prevista una spirale continua $\phi 12/15$ cm nel tratto che si estende dalla testa del palo a -3.0 m; nelle sezioni successive l'armatura è costituita da una spirale $\phi 12/25$ cm.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 78 di 138</p>

Interazione terreno-struttura

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stata condotta in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno E_s . E_s non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura.

In particolare, per le analisi sono stati adottati i seguenti parametri e la seguente relazione (Elson, 1984):

Terreni a grana fine

$$E_h = 400 \cdot c_u \quad (FL^{-2})$$

c_u = coesione non drenata,

Terreni a grana grossa (materiale di riempimento) $E_h = k_h \cdot d \quad (FL^{-2})$

dove:

E_h = modulo di reazione del terreno;

n_h = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali sabbioso-ghiaiosi ($k_h = n_h \cdot z / d$, $E_h = k_h d$).

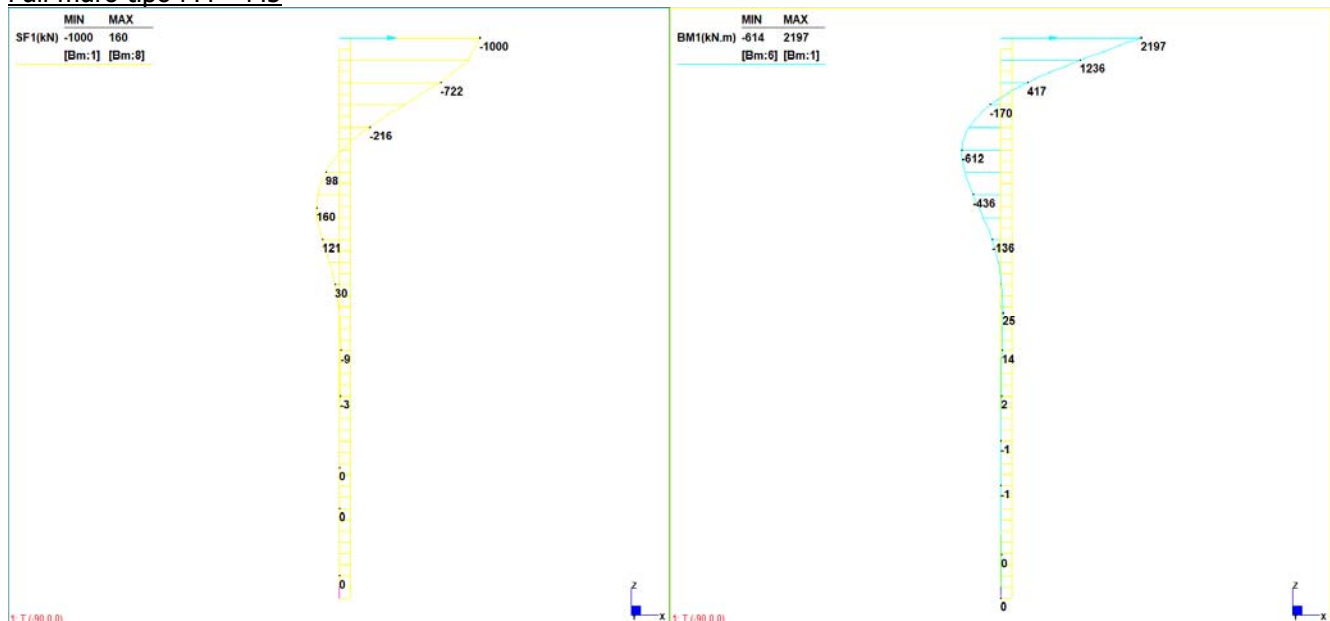
I valori assunti in funzione della stratigrafia sono riportati in §13.2 .

La rigidezza del palo è stata tenuta in conto considerando un modulo del calcestruzzo del palo pari a 30000 MPa.

Nelle analisi la connessione della testa palo alla fondazione è stata considerata a "testa incastrata".

I risultati dell'interazione terreno-struttura sono riportati di seguito.

Pali muro tipo M4 – M5



Valori del rapporto momento/taglio:

- In testa: $n = M_{tp} / V_{tp} = 2.197$
- Lungo il palo (a quota - 5 m): $u = M_{lp} / V_{lp} = 0.612$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 79 di 138

Sollecitazioni di verifica sui pali

I risultati finali delle sollecitazioni max/min in testa ai pali sono riportate nella tabella seguente:

INVILUPPO COMBINAZIONI SLU - STATICHE					
MIN			MAX		
N	-1042.6	kN	N	-533.4	kN
V	359.6	kN	V	359.6	kN
n	2.197		n	2.197	
M_{tp}	790.0	kNm	M_{tp}	790.0	kNm

INVILUPPO COMBINAZIONI SLV - SISMICHE					
MIN			MAX		
N	-929.4	kN	N	-45.1	kN
V	345.4	kN	V	345.4	kN
n	2.197		n	2.197	
M_{tp}	758.8	kNm	M_{tp}	758.8	kNm

INVILUPPO COMBINAZIONI SLE - CARATTERISTICHE					
MIN			MAX		
N	-762.4	kN	N	-408.4	kN
V	258.9	kN	V	258.9	kN
n	2.197		n	2.197	
M_{tp}	568.8	kNm	M_{tp}	568.8	kNm

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 80 di 138

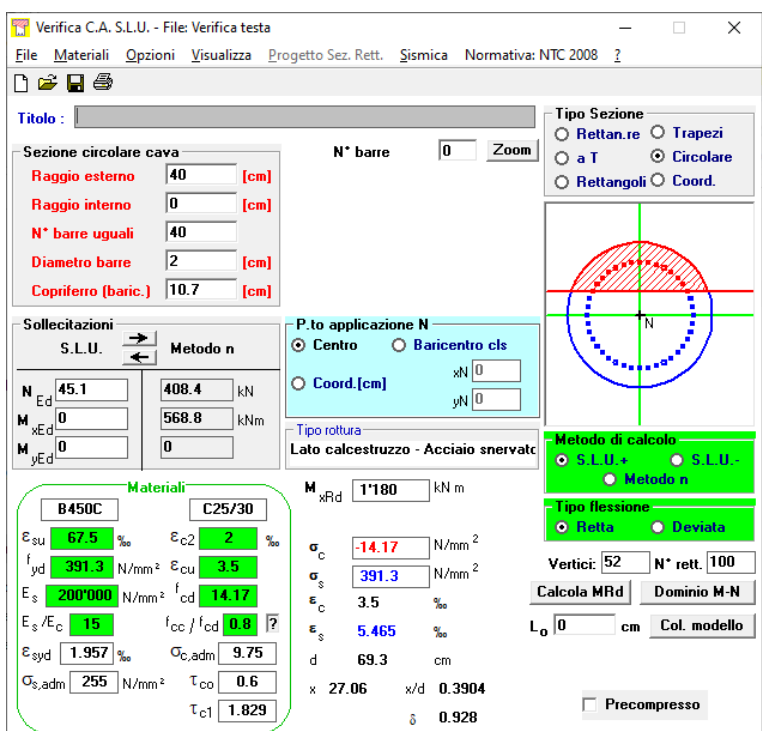
Verifiche

Le sollecitazioni più gravose per il palo allo SLU sono quelle in condizioni statiche. In ogni caso, cautelativamente, esse vengono condotte assumendo il massimo momento flettente ed il minimo sforzo normale di compressione (o la massima trazione) tra tutte le condizioni valutate, anche se non concomitanti.

Verifica armatura in testa al palo (20+20) $\phi 20$ - Combinazione SLU

Si osservi che le barre sono state condensate in un unico strato, nel baricentro della loro posizione effettiva.

Coefficienti: $\gamma_c = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$
 Sollecitazioni: $N_{Ed} = 45.1 \text{ kN}$; $M_{Ed} = 790 \text{ kNm}$



Rapporto tra valore resistente ultimo e sollecitazione: **c.s. = 1.50**
 Momento di plasticizzazione $M_y = 1180 \text{ kNm}$



Verifica armatura in testa al palo (20+20) φ20 - Combinazione rara

$$FS = (0.6 \times f_{ck}) / \sigma_{cEd} = 0.6 \times 25 / 12.34 = 1.216 > 1.00$$

$$FS = (0.8 \times f_{yk}) / \sigma_{sEd} = 0.8 \times 450 / 213.3 = 1.688 > 1.00$$

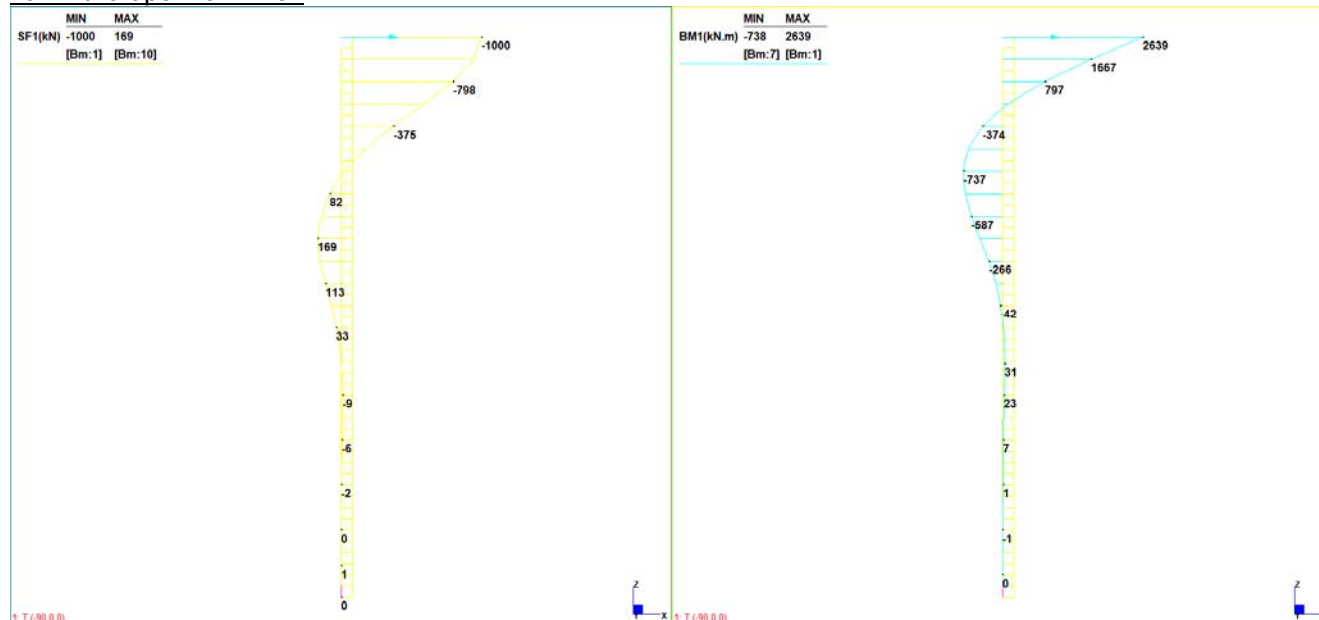
Verifica soddisfatta
Verifica soddisfatta

VERIFICA A FESSURAZIONE NTC2018 SEZIONE CIRCOLARE §C4.1.2.2.4.5		
σ_s	213.3 MPa	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	30 MPa	Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo
ϕ_l	20 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro barre staffe spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Copriferro netto
D	1000 mm	Diametro palo
k_t	0.400	$k_t=0.60$; 0.40 carichi breve/lunga durata
k_2	0.500	$k_2=0.50$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.800	$k_1=0.80$; 1.60 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.300	Valore limite apertura delle fessure

f_{ck}	24.90 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
i	131 mm	Interasse ferri longitudinali
A_f	314 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000 MPa	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	2.56 MPa	resistenza a trazione media calcestruzzo
E_{cm}	31447 MPa	Modulo elastico medio calcestruzzo
α_e	15.0	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.90 MPa	Resistenza media a compressione calcestruzzo
ρ_{eff}	0.017	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	6.57E-04	Deformazione unitaria massima di calcolo barre
ϵ_{sm2}	6.09E-04	Deformazione unitaria minima di calcolo barre
ϵ_{sm}	6.57E-04	Deformazione unitaria media barre
k_3	3.400	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δ_{smax}	403 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.265 mm	valore di calcolo apertura fessure

VERIFICATO

Pali muro tipo M6 – RI01



Valori del rapporto momento/taglio:

- In testa: $n = M_{tp} / V_{tp} = 2.639$
- Lungo il palo (a quota - 6 m): $u = M_{lp} / V_{tp} = 0.737$

Sollecitazioni di verifica sui pali

I risultati finali delle sollecitazioni max/min in testa ai pali sono riportate nella tabella seguente:

INVILUPPO COMBINAZIONI SLU - STATICHE					
MIN			MAX		
N	-1981.1	kN	N	-1174.2	kN
V	608.5	kN	V	608.5	kN
n	2.639		n	2.639	
M_{tp}	1605.8	kNm	M_{tp}	1605.8	kNm

INVILUPPO COMBINAZIONI SLV - SISMICHE					
MIN			MAX		
N	-1896.3	kN	N	-133.9	kN
V	677.6	kN	V	677.6	kN
n	2.639		n	2.639	
M_{tp}	1788.2	kNm	M_{tp}	1788.2	kNm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 83 di 138

INVILUPPO COMBINAZIONI SLE - CARATTERISTICHE					
MIN			MAX		
N	-1462.9	kN	N	-894.2	kN
V	442.7	kN	V	442.7	kN
n	2.639		n	2.639	
M_{tp}	1168.3	kNm	M_{tp}	1168.3	kNm

Verifiche

Le sollecitazioni più gravose per il palo allo SLU sono quelle in condizioni sismiche. Esse vengono condotte assumendo il massimo momento flettente ed il minimo sforzo normale di compressione (o la massima trazione) tra tutte le condizioni valutate.

Verifica armatura in testa al palo (24+24) $\phi 22$ - Combinazione SLV

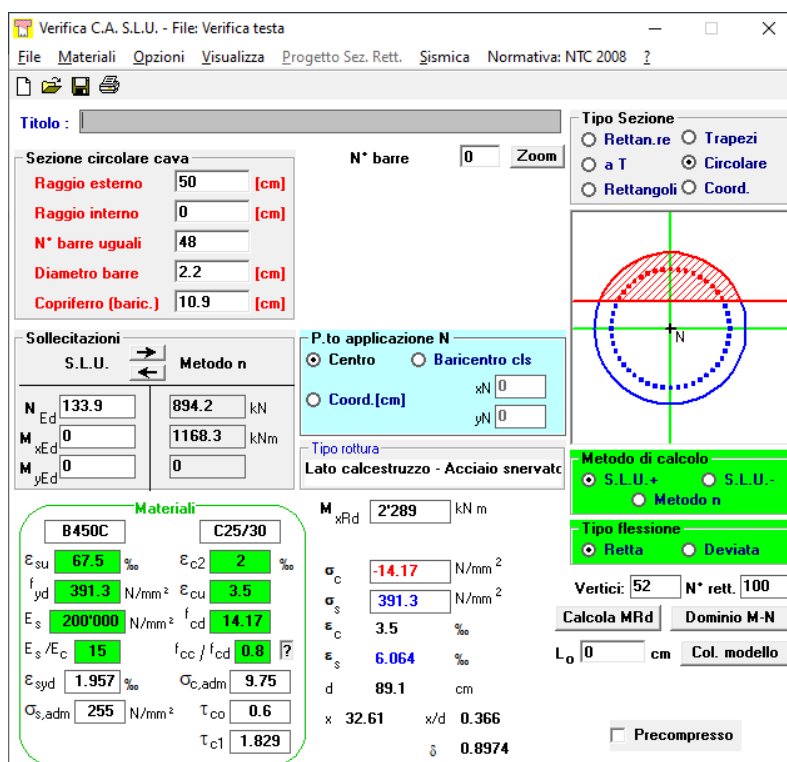
Si osservi che le barre sono state condensate in un unico strato, nel baricentro della loro posizione effettiva.

Coefficienti:

$$\gamma_c = 1.5; \gamma_s = 1.15$$

Sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 133.9 \text{ kN}; M_{Ed} = 1788.2 \text{ kNm}$$



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

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 48
- Diametro barre: 2.2 [cm]
- Copriferro (baric.): 10.9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

- Rettan.re
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 133.9 kN 894.2 kN

M_{Ed}: 0 kNm 1168.3 kNm

M_{xEd}: 0 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 2'289 kNm

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Metodo di calcolo

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n

Tipo flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

σ_c : -14.17 N/mm² σ_s : 391.3 N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰ ϵ_s : 6.064 ‰

d: 89.1 cm x: 32.61 x/d: 0.366 δ : 0.8974

Rapporto tra valore resistente ultimo e sollecitazione:
Momento di plasticizzazione $M_y = 2289 \text{ kNm}$

$$\text{c.s.} = 1.28$$



Verifica armatura in testa al palo (24+24) φ22 – Combinazione rara

$$FS = (0.6 \times f_{ck}) / \sigma_{cEd} = 0.6 \times 25 / 12.62 = 1.189 > 1.00$$

$$FS = (0.8 \times f_{yk}) / \sigma_{sEd} = 0.8 \times 450 / 218.5 = 1.648 > 1.00$$

Verifica soddisfatta
Verifica soddisfatta

VERIFICA A FESSURAZIONE NTC2018 SEZIONE CIRCOLARE §C4.1.2.2.4.5		
σ_s	218.5 MPa	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	30 MPa	Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo
ϕ_l	22 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro barre staffe spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Copriferro netto
D	1000 mm	Diametro palo
k_t	0.400	$k_t=0.60$; 0.40 carichi breve/lunga durata
k_2	0.500	$k_2=0.50$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.800	$k_1=0.80$; 1.60 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.300	Valore limite apertura delle fessure

f_{ck}	24.90 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
i	109 mm	Interasse ferri longitudinali
A_f	380 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000 MPa	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	2.56 MPa	resistenza a trazione media calcestruzzo
E_{cm}	31447 MPa	Modulo elastico medio calcestruzzo
α_e	15.0	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.90 MPa	Resistenza media a compressione calcestruzzo
ρ_{eff}	0.025	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	7.69E-04	Deformazione unitaria massima di calcolo barre
ϵ_{sm2}	6.24E-04	Deformazione unitaria minima di calcolo barre
ϵ_{sm}	7.69E-04	Deformazione unitaria media barre
k_3	3.400	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δ_{smax}	357 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.274 mm	valore di calcolo apertura fessure

VERIFICATO

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro -
pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto
IN17

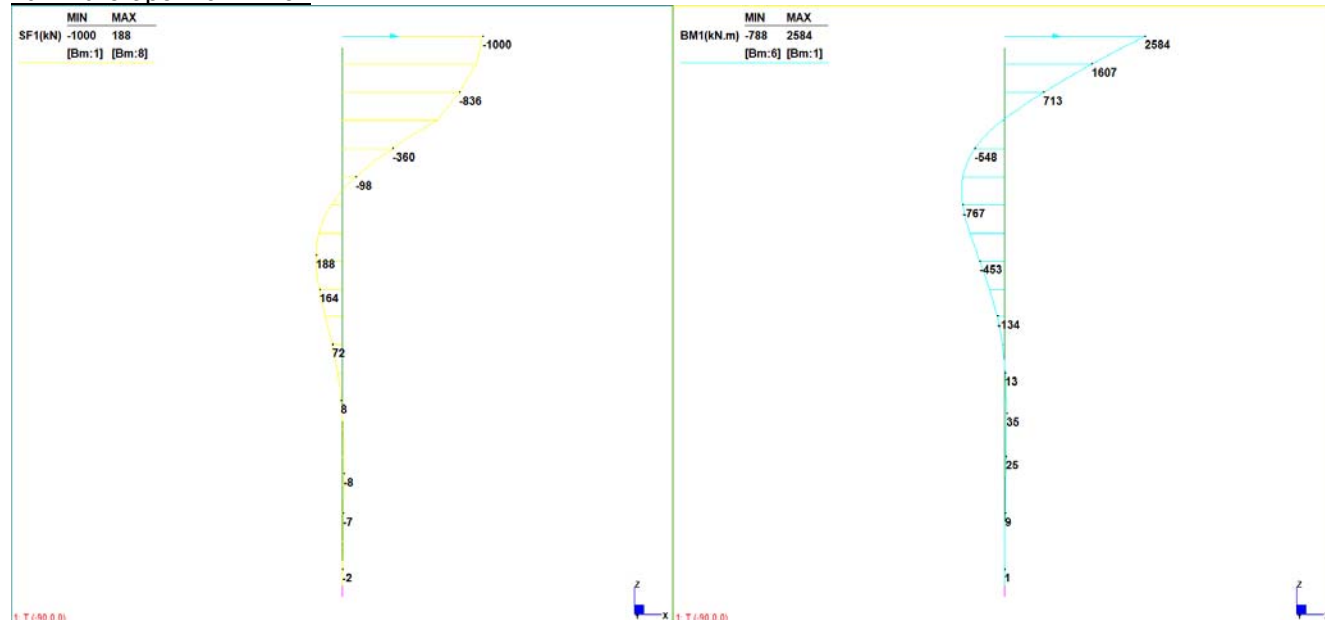
Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev.
A

Foglio
85 di 138

Pali muro tipo M6 – RA04



Valori del rapporto momento/taglio:

- In testa: $n = M_{tp} / V_{tp} = 2.584$
- Lungo il palo (a quota - 6 m): $u = M_{lp} / V_{tp} = 0.767$

Come si può vedere, essendo in questo caso il coefficiente 'n' inferiore al caso precedente ed essendo i pali dei muri tipo M6 armati nello stesso modo, le verifiche si possono ritenere implicitamente soddisfatte.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 87 di 138

13.6.4. Verifiche a taglio

Pali muro tipo M4 – M5

Armatura
spirale Ø12/15 cm da 0 a -2.4 m
spirale Ø12/25 cm da -2.4 m

Sezione di testa del palo

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

f_{ck}	30.00	MPa	ϕ_{palo}	1.20	m
f_e	450	MPa	A_c	1.131	m ²
γ_s	1.15	NTC2008	$A_{s,long}$	12566	mm ²
γ_c	1.50		γ_c	25	kN/m ³

H (mm)	800	21.8	D_0 (mm)	680	num bras	0		
f_{yd} (MPa)	391.3		Ssp,max (mm)	136	ϕ_{st} (mm)	0		
f_{cd} (MPa)	17.0		s (mm)	150	s (mm)	0		
cot θ	2.50		ϕ_{spir} (mm)	12	A_{sw} (mm ²)	0.0		
tan θ	0.40		num bras	2	b_w (mm)	571		
α	86		Aspir (mm ²)	113	$v_1 = v$	0.528		
cot α	0.070		Vol spirale (mm ³)	241608	$V_{rd,s2}$ (kN)	0.0		
e (mm)	60		Asi (mm ²)	1611	$V_{rd,s,tot}$ (kN)	798.6		
ϕ_{long} (mm)	20		Asi,max (mm ²)	25132.741				
d (mm)	586.5		$V_{rd,s1}$ (kN)	798.6	<table border="1"> <tr> <td>C.S.min</td> <td>2.22</td> </tr> </table>		C.S.min	2.22
C.S.min	2.22							
z (mm)	527.9							
Cmb	N		V	σ_{cp}	α_{cw}	$V_{rd,max}$	$V_{rd} = \min(V_{rd,s}; V_{rd,max})$	C.S.
(-)	(kN)	(kN)	(MPa)	(-)	(kN)	(kN)	(-)	
SLU	45.1	359.6	0.09	1.00	933.6	798.6	2.22	

La verifica è soddisfatta: c.s. > 1

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 88 di 138

Pali muro tipo M6

Armatura
spirale Ø12/15 cm da 0 a -3.0 m
spirale Ø12/25 cm da -3.0 m

Sezione di testa del palo

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

f_{ck}	30.00	MPa	ϕ_{palo}	1.20	m
f_e	450	MPa	A_c	1.131	m ²
γ_s	1.15	NTC2008	$A_{s,long}$	18246	mm ²
γ_c	1.50		γ_c	25	kN/m ³

H (mm)	1000	21.8	D_o (mm)	880	num bras	0	
f_{yd} (MPa)	391.3		Ssp,max (mm)	176	ϕ_{st} (mm)	0	
f_{cd} (MPa)	17.0		s (mm)	150	s (mm)	0	
cot θ	2.50		ϕ_{spir} (mm)	12	A_{sw} (mm ²)	0.0	
tan θ	0.40		num bras	2	b_w (mm)	714	
α	86		Aspir (mm ²)	113	$v_1 = v$	0.528	
cot α	0.070		Vol spirale (mm ³)	312669	$V_{rd,s2}$ (kN)	0.0	
e (mm)	60		Asi (mm ²)	2084	$V_{rd,s,tot}$ (kN)	1019.7	
ϕ_{long} (mm)	22		Asi,max (mm ²)	36492.74			
d (mm)	748.9		$V_{rd,s1}$ (kN)	1019.7	<table border="1"> <tr> <td>C.S.min</td> <td>1.50</td> </tr> </table>		C.S.min
C.S.min	1.50						
z (mm)	674.0						
Cmb	N	V	σ_{cp}	α_{cw}	$V_{rd,max}$	$V_{rd} = \min(V_{rd,s}; V_{rd,max})$	C.S.
(-)	(kN)	(kN)	(MPa)	(-)	(kN)	(kN)	(-)
SLU	133.9	677.6	0.17	1.00	1490.1	1019.7	1.50

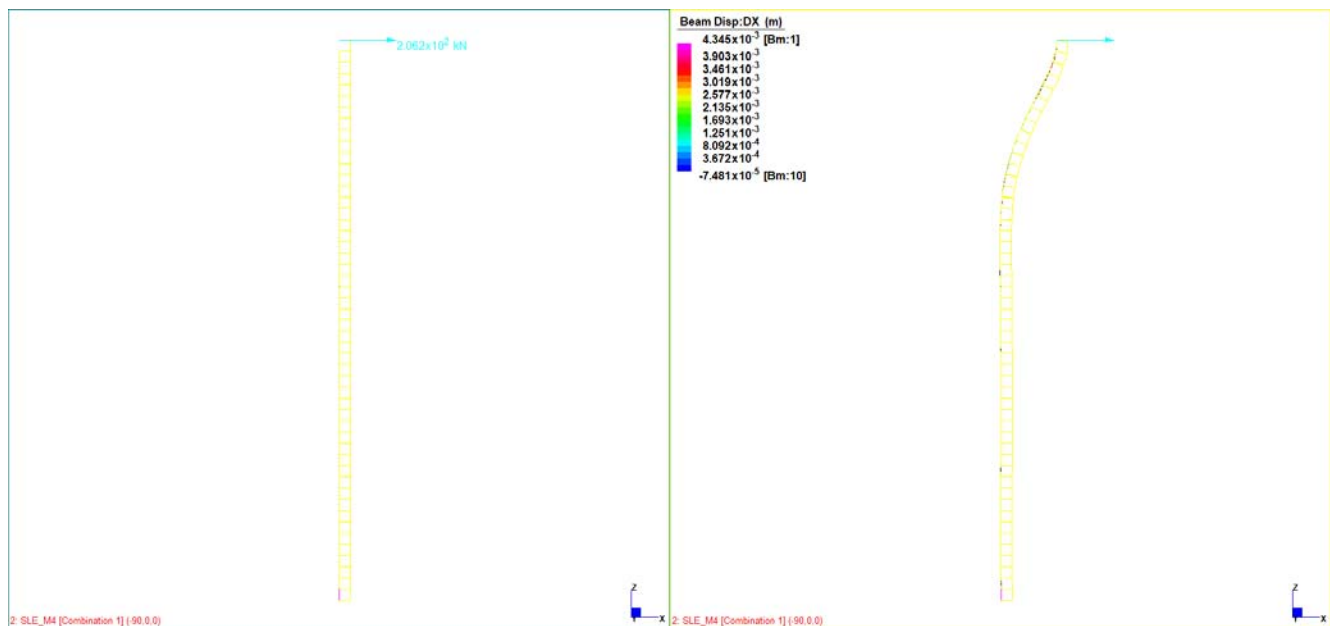
La verifica è soddisfatta: c.s. > 1

13.6.5. Spostamenti in testa ai pali per verifiche SLE

Lo spostamento orizzontale in testa al palo è ricavato direttamente dai modelli di interazione palo-terreno riportati al §13.6.3. I valori adottati di taglio in testa sono quelli riportati al §13.1 per le diverse tipologie di muro in esame in riferimento alle condizioni SLE - caratteristiche.

Pali muro M4

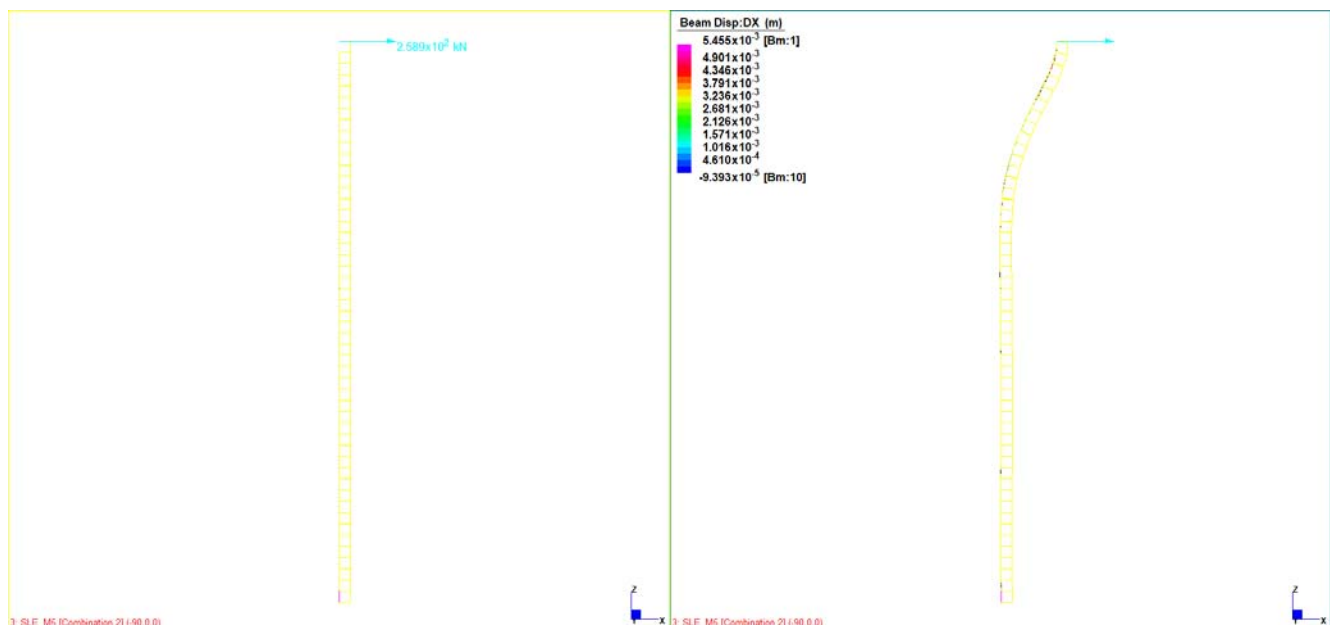
VEd = 206.2 kN



Il corrispondente valore di spostamento è $d=4.3$ mm.

Pali muro M5

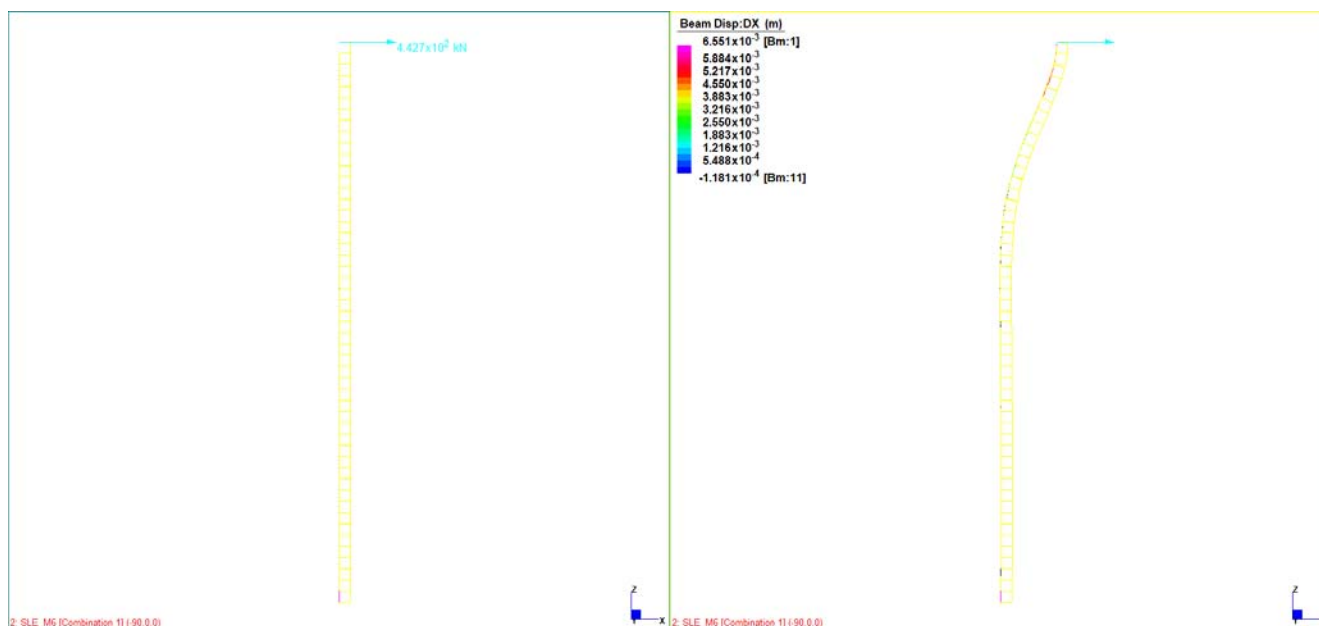
VEd = 258.9 kN



Il corrispondente valore di spostamento è $d=5.5$ mm.

Pali muro M6 – RI01

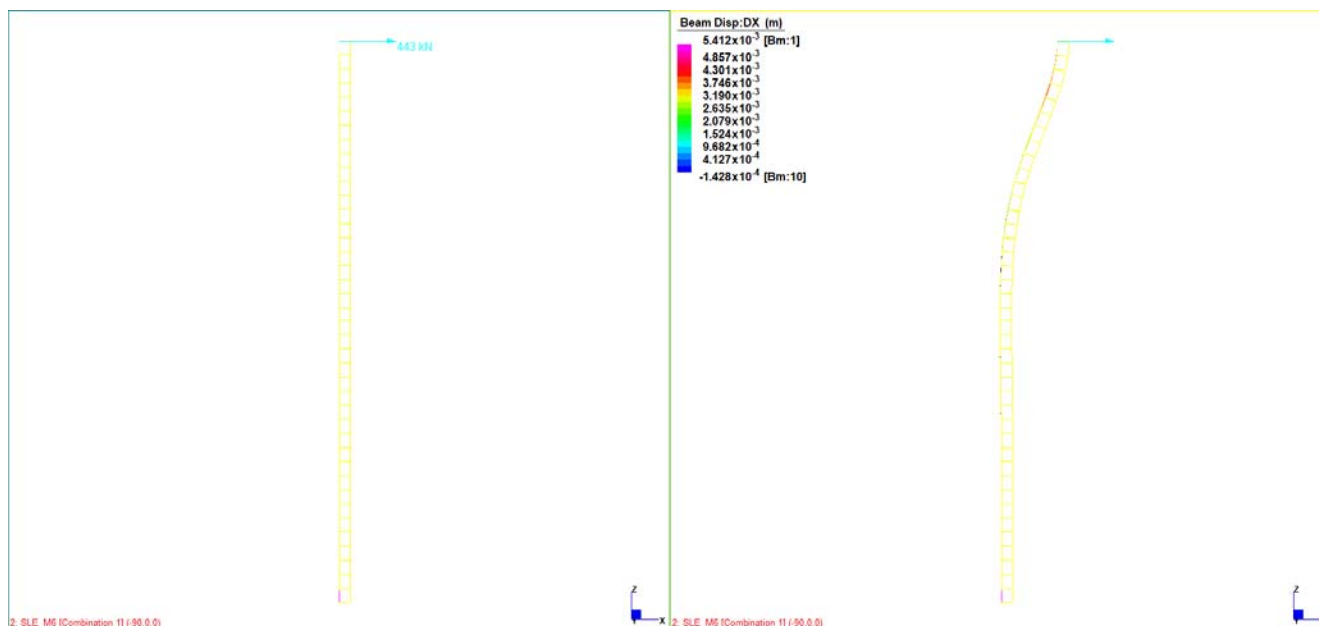
$V_{Ed} = 442.7$ kN



Il corrispondente valore di spostamento è $d=6.5$ mm.

Pali muro M6 – RA04

$V_{Ed} = 442.7$ kN



Il corrispondente valore di spostamento è $d=5.4$ mm.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro -
pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL NV 51 0 2 001

Rev.
A

Foglio
91 di 138

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 92 di 138

14. SOLLECITAZIONI SU SUOLA DI FONDAZIONE E PARAMENTO VERTICALE

Il calcolo delle sollecitazioni e le conseguenti verifiche sono svolte per le condizioni tipologiche indicate in precedenza (M3-M4-M5-M6).

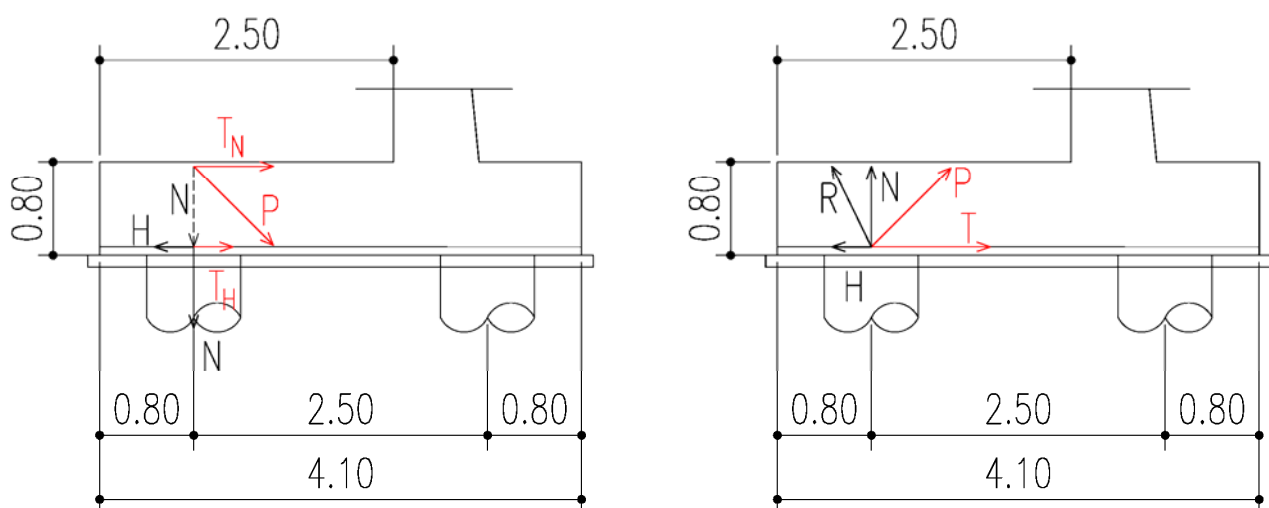
Per quanto riguarda le carpenterie delle sezioni oggetto di verifica è possibile fare riferimento a §1.2.

14.1. SOLLECITAZIONI SULLA SUOLA DI FONDAZIONE

La suola di fondazione riporta le sollecitazioni derivanti dal paramento verticale nonche quelle direttamente scaricate dal terreno soprastante a lei stessa e alle terga del paramento.

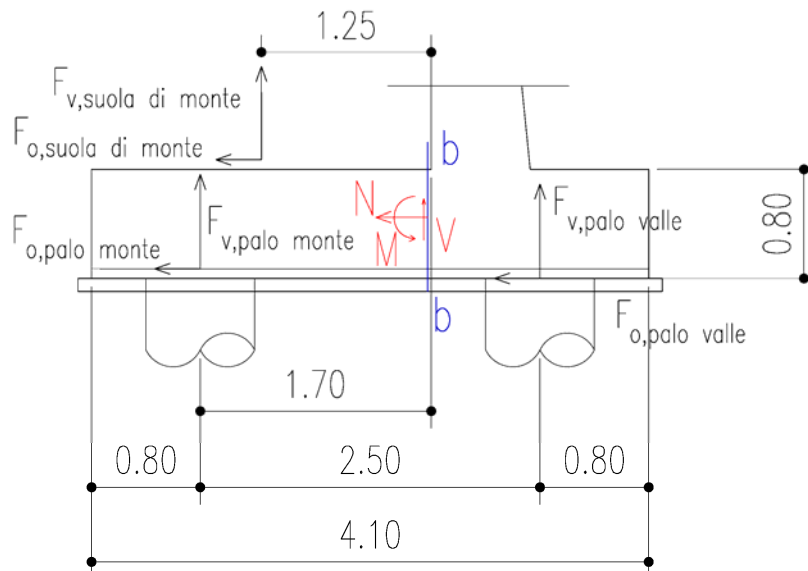
Nel caso del muro tipo M3, essendo dotato di fondazione superficiale, il calcolo è stato condotto a partire dalle tensioni sul terreno. Nel relativo capitolo esse vengono quindi calcolate a partire dai valori di sollecitazione già ottenuti nella verifica della capacità portante delle fondazioni. In aggiunta viene anche determinato il carico uniformemente distribuito concomitante sulla porzione di monte della fondazione, dato dal peso proprio della relativa parte di fondazione, del terrapieno, del carico permanente e accidentale sovrastante (opportunamente fattorizzati). Maggiori dettagli grafici sugli schemi adottati nelle verifiche possono essere ritrovati al §15.1.1.1.

Nel caso dei muri su pali (tipo M4-M5-M6), le verifiche riportate di seguito consistono in schematizzazioni tirante – puntone delle azioni che il singolo palo trasmette alla suola di fondazione. Si distingue il caso in cui il palo preso in considerazione sia in regime di trazione o di compressione. Gli schemi vengono riportati in riferimento alla suola del muro di sostegno tipo M4, potendosi essi estendere anche agli altri casi nello stesso modo (a sinistra il caso con i pali in trazione ed a destra quello con i pali in compressione).



Per quanto riguarda invece la sollecitazione massima sulla sezione B-B, essa è stata determinata considerando tutte le azioni agenti a sinistra di essa fra cui la reazione del palo posteriore ed il sovraccarico del terreno sulla porzione interessata della suola di fondazione, come si vede schematicamente nella figura successiva (lo schema si riferisce alla suola del muro di sostegno tipo M4, ma lo stesso schema vale anche per gli altri).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 93 di 138</p>



Le sollecitazioni di progetto (riportate nei paragrafi precedenti, si veda §13.1) vengono di seguito riportate e corredate del valore concomitante della sollecitazione di progetto che si scarica sull'estradosso della parte di monte della suola di fondazione di competenza di larghezza pari a 2.50 per i muri tipo M4-M5 e 3.70m per i muri tipo M6. Tale valore viene computato considerando il contributo della parte di fondazione di monte, del terrapieno che le grava superiormente, del carico permanente ed accidentale oltre che degli eventuali contributi associati all'inerzia sismica, opportunamente fattorizzati mediante i coefficienti parziali di combinazione corrispondenti.

Da questi valori dei parametri di sollecitazione si ricaveranno i valori di progetto delle componenti di sollecitazione che serviranno all'esecuzione delle verifiche precedentemente enunciate (si veda §15.1).

14.1.1. Muro tipo M3

Come si è visto nel capitolo delle verifiche geotecniche (§11), le condizioni maggiormente restrittive sono associate alle condizioni statiche. Per questo motivo le sollecitazioni sulle suole di fondazione verranno definite in loro riferimento, partendo dalle tensioni sul terreno determinante con le sollecitazioni di cui al §11.3. Inoltre, tenuto conto che le sollecitazioni sulla suola di fondazione sono particolarmente ridotte, le valutazioni vengono condotte unicamente allo SLU, il quale consente in ogni caso il soddisfacimento anche delle condizioni richieste in combinazione rara.

La porzione di monte viene valutata con un modello a flessione mentre quella di valle con uno tirante-puntone. Per quanto riguarda quest'ultimo, la posizione del puntone in corrispondenza del paramento viene determinata assumendo una profondità della porzione compressa nel muro pari a $0.4d$, dove :

$$d = 660 - 60 - 12 - 16/2 = 580 \text{ mm}$$

$$0.4d = 0.4 \times 580 = 232 \text{ mm (larghezza ipotizzata porzione compressa muro per definizione modello tirante-puntone)}$$

Per maggiori dettagli si vedano le figure al capitolo seguente.

14.1.1.1. SLU fondamentali

Vengono prese in considerazione le due condizioni analizzate al §11.3 :

Massime azioni verticali ed orizzontali

Tensioni sul terreno ($N = 4870 \text{ kN}$; $M = 548.18 \text{ kNm}$):

$$e = M/N = 548.18/4870 = 0.113 \text{ m} < b/6 = 3.20/6 = 0.533 \text{ m}$$

$$\sigma_{t,1} = N/A + M/W = 4870/(13.20 \times 3.20) + 548.18/(13.20 \times 3.20^2/6) = 139.6 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{t,2} = N/A - M/W = 4870 / (13.20 \times 3.20) - 548.18 / (13.20 \times 3.20^2 / 6) = 91.0 \text{ kN/m}$$

Il carico concomitante alla condizione analizzata coerentemente fattorizzato applicato sulla porzione di monte della suola di fondazione vale :

$$q = 1.3 \times (0.70 \times 25 + 19 \times 2.61 + 9) + 1.5 \times (9 + 600 / 2 / 13.20) = 147 \text{ kN/m}$$

Minime azioni verticali e massime orizzontali

Tensioni sul terreno ($N = 2779.7 \text{ kN}$; $M = 1476.95 \text{ kNm}$):

$$e = M/N = 1476.95 / 2779.7 = 0.531 \text{ m} < b/6 = 3.20/6 = 0.533 \text{ m}$$

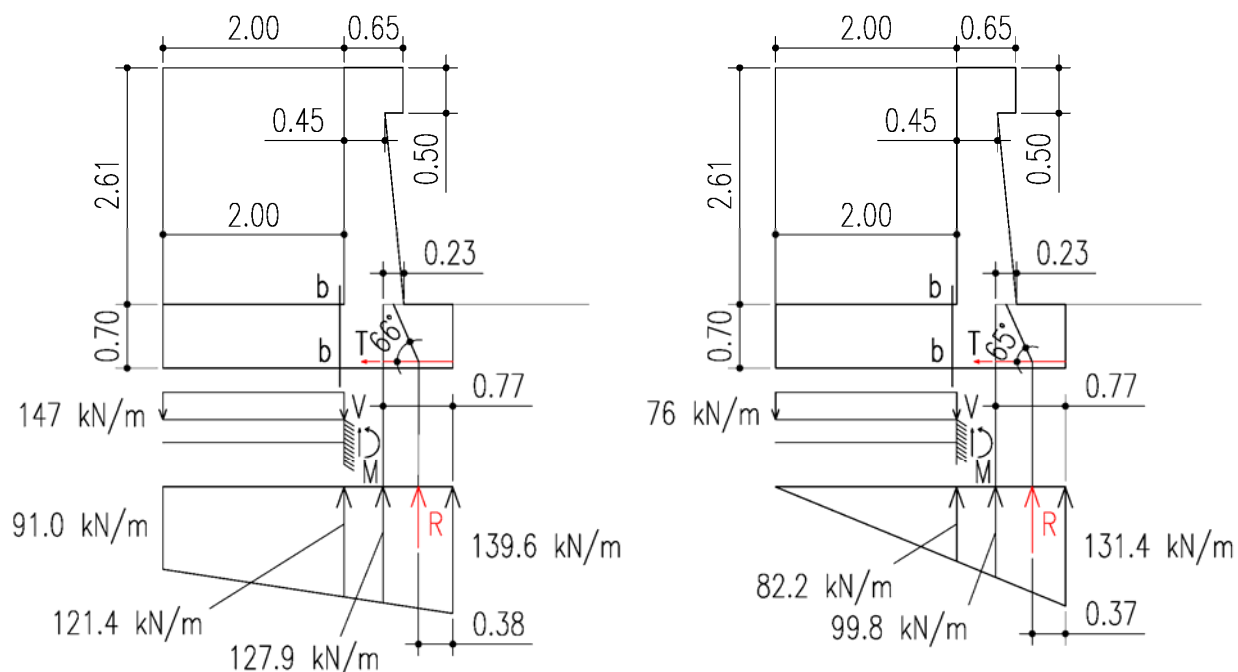
$$\sigma_{t,1} = N/A + M/W = 2779.7 / (13.20 \times 3.20) + 1476.95 / (13.20 \times 3.20^2 / 6) = 131.4 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{t,2} = N/A - M/W = 2779.7 / (13.20 \times 3.20) - 1476.95 / (13.20 \times 3.20^2 / 6) = 0.2 \text{ kN/m} \approx 0$$

Il carico concomitante alla condizione analizzata coerentemente fattorizzato applicato sulla porzione di monte della suola di fondazione vale :

$$q = 0.70 \times 25 + 19 \times 2.61 + 9 = 76 \text{ kN/m}$$

Le condizioni in analisi sono quindi quelle della figura seguente.



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 95 di 138

14.1.2. Muro tipo M4

14.1.2.1. SLU fondamentali

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	840.5	574.9	-1171.3
F _O	289.3	289.3	0.0

14.1.2.2. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso il basso

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	695.1	216.8	-686.3
F _O	263.2	263.2	0.0

14.1.2.3. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso l'alto

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	565.7	116.3	-531.9
F _O	246.2	246.2	0.0

14.1.2.4. SLS caratteristica

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	611.3	430.4	-853.9
F _O	206.2	206.2	0.0

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 96 di 138

14.1.3. Muro tipo M5

14.1.3.1. SLU fondamentali

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	1042.6	533.4	-1256.8
F _O	359.6	359.6	0.0

14.1.3.2. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso il basso

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	929.4	166.2	-803.2
F _O	345.4	345.4	0.0

14.1.3.3. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso l'alto

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	768.9	45.1	-615.3
F _O	321.9	321.9	0.0

14.1.3.4. SLS caratteristica

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	762.4	408.4	-925.3
F _O	258.9	258.9	0.0

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>		<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 97 di 138</p>

14.1.4. Muro tipo M6

14.1.4.1. SLU fondamentali

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	1981.1	1174.2	-2626.4
F _O	608.5	608.5	0.0

14.1.4.2. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso il basso

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	1896.3	394.0	-1804.2
F _O	677.6	677.6	0.0

14.1.4.3. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso l'alto

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	1561.8	133.9	-1368.1
F _O	633.9	633.9	0.0

14.1.4.4. SLS caratteristica

	Palo _{VALLE}	Palo _{MONTE}	Estradosso Suola di _{MONTE}
	[kN]	[kN]	[kN]
F _V	1462.9	894.2	-1950.3
F _O	442.7	442.7	0.0

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 98 di 138</p>

14.2. SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Si riportano le sollecitazioni calcolate alla base del paramento verticale, ovvero la sezione d-d con riferimento alla figura seguente :

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_t \text{ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

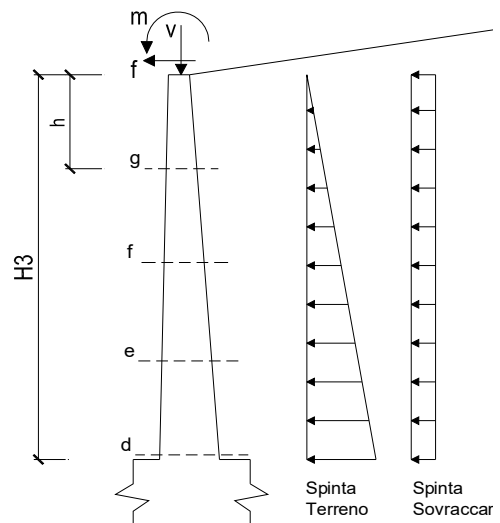
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_t \text{ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot kh$$



14.2.1. Muro tipo M3

La valutazione viene condotta in riferimento alla sezione d-d della figura precedente, massimizzando le azioni orizzontali e minimizzando quelle verticali. Come già visto in precedenza, per il muro tipo M3 le condizioni maggiormente restrittive sono associate a quelle statiche per cui verranno valutate solo quest'ultime.

Peso proprio muro :

$$P_m = ((0.66+0.45)/2 \times (2.61-0.50) + 0.65 \times 0.50) \times 25 = 37 \text{ kN/m}$$

Spinta delle terre (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$) :

$$S_t = 0.5 \times 19 \times 0.426 \times 2.61^2 = 28 \text{ kN/m}$$

$$M_t = 0.5 \times 19 \times 0.426 \times 2.61^3 / 3 = 24 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico permanente (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$; $g = 9 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_g = 9 \times 0.426 \times 2.61 = 10 \text{ kN/m}$$

$$M_g = 9 \times 0.426 \times 2.61^2 / 2 = 13 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale relativo ai carichi da traffico (condizioni a riposo ; $k_0 = 0.426$; $q_{\text{eq}} = 68 \text{ kN/m}^2$) :

$$S_q = 68 \times 0.426 \times 2.61 = 76 \text{ kN/m}$$

$$M_q = 68 \times 0.426 \times 2.61^2 / 2 = 99 \text{ kNm/m}$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 99 di 138

Di conseguenza, i valori di sforzo normale, momento flettente e taglio alla base del muro, fattorizzati, allo SLU valgono :

$$N_{Ed} = 37 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M_{Ed} = 1.30 \times (24+13) + 1.50 \times 99 = 197 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 1.30 \times (28+10) + 1.50 \times 76 = 163 \text{ kN/m}$$

Mentre in combinazione rara :

$$N_{Ed} = 37 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M_{Ed} = 1.00 \times (24+13) + 1.00 \times 99 = 136 \text{ kNm/m}$$

14.2.2. Muro tipo M4

14.2.2.1. SLU fondamentali

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.28	61.95	202.31	0.00	264.26	0.00	46.25	46.25

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.28	56.66	123.36	0.00	180.02

14.2.2.2. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso il basso

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.28	30.28	42.13	53.95	0.00	21.41	147.78	0.00	53.48	53.48

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.28	27.70	25.69	32.90	0.00	14.46	100.74

14.2.2.3. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso l'alto

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.28	30.28	32.08	47.75	0.00	21.41	131.52	0.00	39.02	39.02

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.28	27.70	19.56	29.12	0.00	14.46	90.83

14.2.2.4. SLS Caratteristica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.28	47.65	137.63	0.00	185.28	0.00	46.25	46.25

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 100 di 138

14.2.3. Muro tipo M5

14.2.3.1. SLU fondamentali

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.09	120.10	282.48	0.00	402.58	0.00	61.81	61.81

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.09	88.10	138.13	0.00	226.23

14.2.3.2. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso il basso

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.09	58.71	81.69	78.64	0.00	35.05	254.10	0.00	71.47	71.47

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.09	43.06	39.95	38.46	0.00	19.32	140.79

14.2.3.3. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso l'alto

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.09	58.71	62.19	69.61	0.00	35.05	225.57	0.00	52.15	52.15

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.09	43.06	30.41	34.04	0.00	19.32	126.83

14.2.3.4. SLS Caratteristica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.09	92.39	192.60	0.00	284.99	0.00	61.81	61.81

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 101 di 138

14.2.4. Muro tipo M6

14.2.4.1. SLU fondamentali

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.30	261.35	438.40	0.00	699.75	0.00	88.11	88.11

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.30	147.93	165.44	0.00	313.37

14.2.4.2. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso il basso

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.30	127.76	177.76	126.19	0.00	63.29	495.00	0.00	101.88	101.88

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.30	72.32	67.08	47.62	0.00	27.54	214.56

14.2.4.3. SLU accidentali sismiche – Componente sismica verticale verso l'alto

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.30	127.76	135.33	111.69	0.00	63.29	438.07	0.00	74.34	74.34

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.30	72.32	51.07	42.15	0.00	27.54	193.07

14.2.4.4. SLS Caratteristica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.30	201.03	299.46	0.00	500.49	0.00	88.11	88.11

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 102 di 138

15. VERIFICHE SU SUOLA DI FONDAZIONE E PARAMENTO VERTICALE

15.1. SUOLA DI FONDAZIONE

15.1.1. Verifiche alle sollecitazioni normali

In questo capitolo riportiamo le giustificazioni relative alle sollecitazioni normali (flessione) della suola dei muri di sostegno su pali. Per quanto riguarda il muro tipo M3, dotato di fondazione superficiale, le relative informazioni si possono ritrovare dettagliatamente esposte ai §§14.1, 15.1.1.1.

Le verifiche seguono dalle due diverse schematizzazioni esposte al capitolo precedente di presentazione delle sollecitazioni di progetto :

1. La prima schematizzazione è utilizzata per la verifica dell'armatura inferiore nella direzione della larghezza della suola e si basa su un'analisi con un modello strut&ties, che fornisce le sollecitazioni garantendo le condizioni di equilibrio delle forze interne. In effetti, visti i rapporti dimensionali (altezza della suola > distanza dei pali di valle dal paramento dei muri di sostegno) è opportuno verificare la struttura, nelle sezioni verticali praticate nelle immediate vicinanze del palo di monte con la formulazione analitica valida per le mensole tozze, verificando che le armature presenti siano sufficienti ad assorbire le componenti inclinate generati dalle reazioni del palo.
2. La seconda schematizzazione si basa sul calcolo analitico che considera elementari equazioni di equilibrio per ricavare le sollecitazioni di progetto di sforzo normale, taglio e momento flettente agenti sulla sezione b-b nella suola posta a filo della parte di monte del paramento verticale.

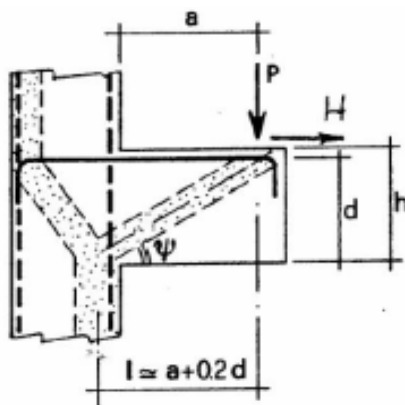
I significati dei simboli e delle convenzioni dei segni sono i seguenti :

M_{ii} = momento che tende le fibre parallelamente alla congiungenti palo di valle e palo di monte in ciascuna coppia di pali

$M < 0 \Rightarrow$ le fibre superiori sono tese ;

$M > 0 \Rightarrow$ le fibre inferiori sono tese.

Le verifiche con il primo schema vengono condotte sulla base delle teorie di resistenza di elementi tozzi come da punto C4.1.2.1.5 della circolare 02/02/2009 n°617/C.S.LL.PP.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 103 di 138</p>

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

Con: $\lambda = \text{ctg } \psi \cong l/(0,9d)$, al fine di ottenere la verifica si avrà:

$$P_R > P_{Ed}$$

Per quanto riguarda la verifica del puntone in calcestruzzo si dovrà avere:

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} > P_{Rs}$$

Con $c=1$ per sbalzi e piastre non provvisti di staffature e $c=1.5$ per sbalzi di travi provvisti di staffatura.

Il calcolo viene quindi eseguito facendo uso delle sollecitazioni e degli schemi riportati in precedenza al §14.1 e delle armature sintetizzate nel seguito per la suola di fondazione di ogni tipologia di muro di sostegno.

In accordo con le indicazioni delle NTC 2008 par. 4.1.6.1.1 gli strati inferiori e superiori sollecitati in trazione devono avere le seguenti percentuali di rinforzo:

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_y} b_l d \geq 0.0013 b_l d$$

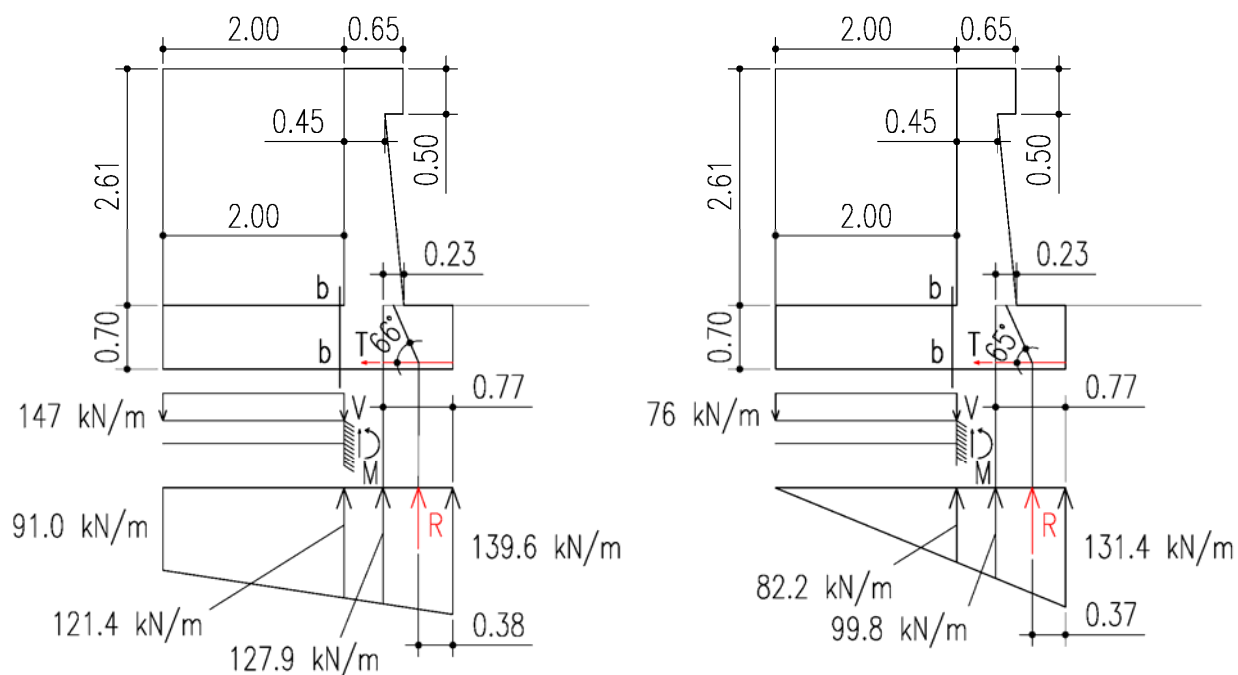
Inoltre secondo l'EC8 - 1, par. 5.8.2, le piastre di fondazione devono avere un rapporto minimo di armatura $\rho_{s,\min} = 0.2\%$ sopra e sotto.

15.1.1.1. Muro tipo M3

L'armatura a flessione della suola è :

- inferiore : 1 strato di $\phi 20/20\text{cm}$ (armatura corrente) ;
- superiore : 1 strato di $\phi 20/20\text{cm}$ (armatura corrente).

Facendo riferimento a quanto riportato al §14.1.1.1 ed alle figure seguenti si ha quanto segue.



Vengono prese in considerazione le due condizioni analizzate al §11.3 :

Massime azioni verticali ed orizzontali

$$V = 147 \times 2 - (91 + 121.4) / 2 \times 2 = 82 \text{ kN/m}$$

$$M = (147 - 91) \times 2^2 / 2 - (121.4 - 91) \times 2^2 / 6 = 92 \text{ kNm/m (momento che tende le fibre superiori)}$$

$$R = (139.6 + 127.9) / 2 \times 0.77 = 103 \text{ kN/m}$$

$$T = R / \tan 66 = 46 \text{ kN/m}$$

Minime azioni verticali e massime orizzontali

$$V = 76 \times 2 - 82.2 \times 2 / 2 = 70 \text{ kN/m}$$

$$M = 76 \times 2^2 / 2 - 82.2 \times 2^2 / 6 = 97 \text{ kNm/m (momento che tende le fibre superiori)}$$

$$R = (131.4 + 99.8) / 2 \times 0.77 = 89 \text{ kN/m}$$

$$T = R / \tan 65 = 42 \text{ kN/m}$$



Le verifiche allo S.L.U. ed in combinazione rara (limitazione tensioni e fessurazione) vengono condotte per la sezione b-b facendo riferimento ad un momento pari a 97 kNm/m.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M3

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

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	15.71	7
			2	15.71	63

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 97 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 381.2 kNm
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 33.77 ‰
d 63 cm
x 5.917 x/d 0.09392
δ 0.7

$$FS = MRd/MEd = 381.2/97 = 3.93 \geq 1.00$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: M3

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

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	15.71	7
			2	15.71	63

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 97 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

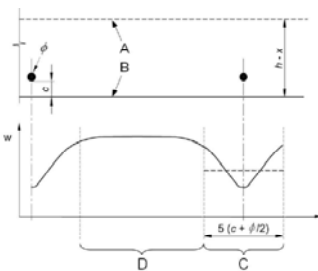
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 14.05 kNm
σ_c -2.038 N/mm²
σ_s 106.5 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 0.5324 ‰
d 63 cm
x 14.05 x/d 0.223
δ 0.7188

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA				
s =	200	mm	zona C	spaziatura tra le barre
c =	60	mm		copriferro netto
n ₁ =	5			numero barra tipo 1
φ ₁ =	20	mm		diametro barra tipo 1
n ₂ =	0			numero barra tipo 2
φ ₂ =	0	mm		diametro barra tipo 2
φ _{eq} =	20.0	mm		diametro equivalente barre
s _{lim} =	350	mm		spaziatura limite
				
calcestruzzo	C30/37			classe del calcestruzzo
f _{ctm} =	2.90	MPa		resistenza a trazione calcestruzzo
k _t =	0.6			fattore di durata del carico
E _{cm} =	32837	MPa		modulo elastico calcestruzzo
E _s =	200000	MPa		modulo elastico acciaio
b =	1000	mm		larghezza della sezione
h =	700	mm		altezza della sezione
x =	140.50	mm		asse neutro
ε ₁ =	0.000E+00			massima deformazione di trazione
ε ₂ =	0.000E+00			minima deformazione di trazione
d =	630.0	mm		altezza utile della sezione
h _{c,eff} =	175	mm		altezza calcestruzzo efficace
A _{c,eff} =	175000	mm ²		area calcestruzzo efficace
A _s =	1571	mm ²		area di acciaio
ρ _{eff} =	0.90%			A _s / A _{c,eff}
σ _s =	106.50	MPa		trazione sulle barre in stato II
ε _{sm} =	0.032%			deformazione unitaria media
k ₁ =	0.8			fattore del tipo di barre
k ₂ =	0.500			fattore del tipo di sollecitazione
k ₃ =	3.400			
k ₄ =	0.425			
Δ _{s,max} =	582.8	mm	zona C	distanza massima tra fessure
w _d =	0.186	mm		ampiezza di fessura
w _d / w	0.931		verificato	

Per quanto riguarda la verifica tirante-puntone relativa alla zona di valle, si ha :
TRd = 5×3.14×20²/4×450/1.15/1000 = 614 kN/m >> TE_d = 46 kN/m

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 107 di 138

15.1.1.2. Muro tipo M4

L'armatura a flessione della suola nelle immediate vicinanze del palo e nella direzione della larghezza è costituita da :

- inferiore : 1 strato di $\phi 20/20\text{cm}$ (armatura corrente) con aggiunta di $\phi 20/20\text{cm}$ (su larghezza di 1.20 m sopra i pali)
- superiore : 1 strato di $\phi 20/20\text{cm}$ (armatura corrente)

L'armatura a flessione della suola a livello della sezione b-b e nella direzione della larghezza è costituita da :

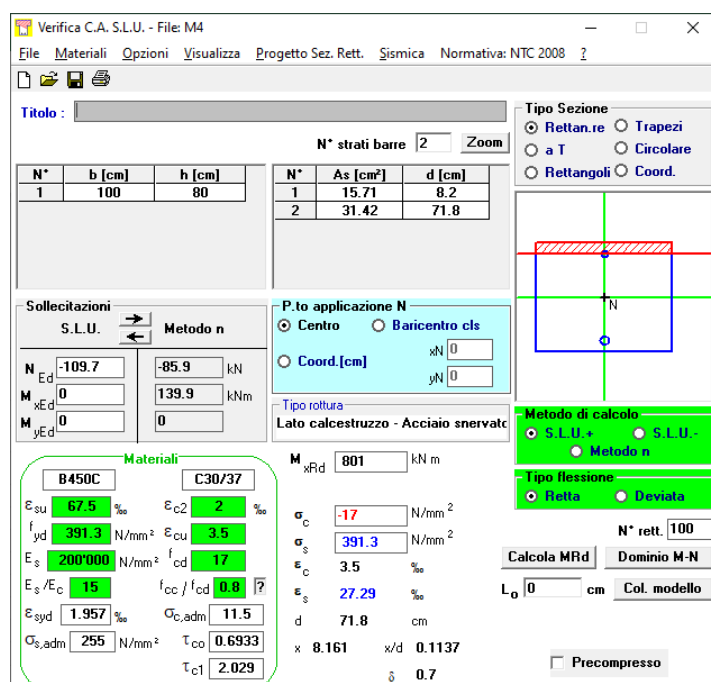
- inferiore : 1 strato di $\phi 20/20\text{cm}$ (armatura corrente)
- superiore : 1 strato di $\phi 20/10\text{cm}$ (armatura corrente)

Le verifiche con lo schema tirante-puntone per i pali di monte viene condotta per la condizione statica, che determina le condizioni maggiormente restrittive.

N	476.80	[kN]	P	674.30	[kN]
H	289.34	[kN]	T	766.14	[kN]
P_{Rd}	5858.88	[kN]		OK	
T_{Rd}	1475.18	[kN]		OK	

Le verifiche con il modello a flessione in corrispondenza della sezione b-b vengono condotte in riferimento alla condizione sismica con componente verticale verso il basso, la quale è la maggiormente restrittiva.

Sez- b-b		
N	109.7	[kN/m]
V	-195.7	[kN/m]
M	-203.9	[kNm/m]





$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 801/203.9 = 3.93 \geq 1.00$ OK

In condizioni di esercizio (combinazione caratteristica) non viene fatto uso della verifica con modello tirante-puntone in quanto non pertinente ma solamente la verifica tensionale ed a fessurazione in corrispondenza della sezione b-b.

Sez- b-b		
N	85.9	[kN/m]
V	-176.5	[kN/m]
M	-139.9	[kNm/m]

Verifica C.A. S.L.U. - File: M4

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15.71	8.2
			2	31.42	71.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-109.7	-85.9	kN
M _{xEd}	0	139.9	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

σ_c -1.732 N/mm²

σ_s 81.85 N/mm²

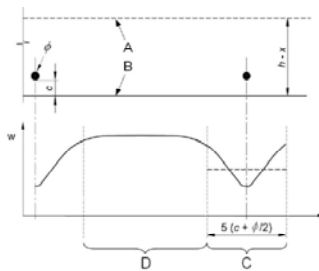
ϵ_s 0.4093 ‰

d 71.8 cm

x 17.3 x/d 0.2409

δ 0.7412

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 					
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 109 di 138

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA			
$s =$	100	mm	zona C <i>spaziatura tra le barre</i>
$c =$	60	mm	<i>copriferro netto</i>
$n_1 =$	10		<i>numero barra tipo 1</i>
$\phi_1 =$	20	mm	<i>diametro barra tipo 1</i>
$n_2 =$	0		<i>numero barra tipo 2</i>
$\phi_2 =$	0	mm	<i>diametro barra tipo 2</i>
$\phi_{eq} =$	20.0	mm	<i>diametro equivalente barre</i>
$s_{lim} =$	350	mm	<i>spaziatura limite</i>
			
calcestruzzo	C30/37		<i>classe del calcestruzzo</i>
$f_{ctm} =$	2.90	MPa	<i>resistenza a trazione calcestruzzo</i>
$k_t =$	0.6		<i>fattore di durata del carico</i>
$E_{cm} =$	32837	MPa	<i>modulo elastico calcestruzzo</i>
$E_s =$	200000	MPa	<i>modulo elastico acciaio</i>
$b =$	1000	mm	<i>larghezza della sezione</i>
$h =$	800	mm	<i>altezza della sezione</i>
$x =$	173.00	mm	<i>asse neutro</i>
$\varepsilon_1 =$	0.000E+00		<i>massima deformazione di trazione</i>
$\varepsilon_2 =$	0.000E+00		<i>minima deformazione di trazione</i>
$d =$	718.0	mm	<i>altezza utile della sezione</i>
$h_{c,eff} =$	205	mm	<i>altezza calcestruzzo efficace</i>
$A_{c,eff} =$	205000	mm ²	<i>area calcestruzzo efficace</i>
$A_s =$	3142	mm ²	<i>area di acciaio</i>
$\rho_{eff} =$	1.53%		$A_s / A_{c,eff}$
$\sigma_s =$	81.85	MPa	<i>trazione sulle barre in stato II</i>
$\varepsilon_{sm} =$	0.025%		<i>deformazione unitaria media</i>
$k_1 =$	0.8		<i>fattore del tipo di barre</i>
$k_2 =$	0.500		<i>fattore del tipo di sollecitazione</i>
$k_3 =$	3.400		
$k_4 =$	0.425		
$\Delta_{s,max} =$	425.9	mm	zona C <i>distanza massima tra fessure</i>
$w_d =$	0.105	mm	<i>ampiezza di fessura</i>
w_d / w	0.523		verificato

Essendo $\sigma \leq 0.80f_{yk} = 360\text{MPa}$ e $\omega_k \leq \omega_{lim}$ le verifiche sono soddisfatte (essendo la verifica a fessurazione soddisfatta anche in combinazione di carico caratteristica, è implicitamente soddisfatta anche in combinazione di carico frequente).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 110 di 138

15.1.1.3. Muro tipo M5

L'armatura a flessione della suola nelle immediate vicinanze del palo e nella direzione della larghezza è costituita da :

- inferiore : 1 strato di $\phi 22/20\text{cm}$ (armatura corrente) con aggiunta di $\phi 22/20\text{cm}$ (su larghezza di 1.20 m sopra i pali)
- superiore : 1 strato di $\phi 22/20\text{cm}$ (armatura corrente)

L'armatura a flessione della suola a livello della sezione b-b e nella direzione della larghezza è costituita da :

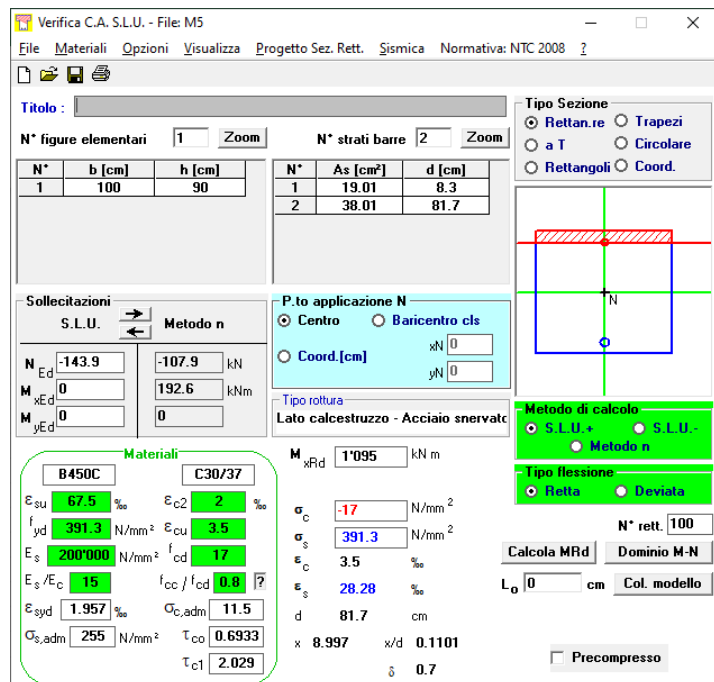
- inferiore : 1 strato di $\phi 22/20\text{cm}$ (armatura corrente)
- superiore : 1 strato di $\phi 22/10\text{cm}$ (armatura corrente)

Le verifiche con lo schema tirante-puntone per i pali di monte viene condotta per la condizione statica, che determina le condizioni maggiormente restrittive.

N	428.13	[kN]	P	605.47	[kN]
H	359.59	[kN]	T	787.72	[kN]
P_{Rd}	6666.72	[kN]		OK	
T_{Rd}	1784.97	[kN]		OK	

Le verifiche con il modello a flessione in corrispondenza della sezione b-b vengono condotte in riferimento alla condizione sismica con componente verticale verso il basso, la quale è la maggiormente restrittiva.

Sez- b-b		
N	143.9	[kN/m]
V	-265.4	[kN/m]
M	-300.6	[kNm/m]



Verifica C.A. S.L.U. - File: M5

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

TITOLO : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	19.01	8.3
			2	38.01	81.7

Sollecitazioni
 S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} -143.9 | -107.9 kN
M_{xEd} 0 | 192.6 kNm
M_{yEd} 0 | 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 | yN 0

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

Materiali
 B450C | C30/37

Materiali
 ϵ_{su} 67.5 ‰ | ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² | ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² | f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 | f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ | $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² | τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Materiali
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 28.28 ‰
 d 81.7 cm
 x 8.997 x/d 0.1101
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd | Dominio M-N
 L₀ 0 cm | Col. modello

Precompresso



$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1095/300.6 = 3.64 \geq 1.00$ OK

In condizioni di esercizio (combinazione caratteristica) non viene fatto uso della verifica con modello tirante-puntone in quanto non pertinente ma solamente la verifica tensionale ed a fessurazione in corrispondenza della sezione b-b.

Sez- b-b		
N	107.9	[kN/m]
V	-215.4	[kN/m]
M	-192.6	[kNm/m]

Verifica C.A. S.L.U. - File: M5

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	19.01	8.3
			2	38.01	81.7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-143.9	-107.9	kN
M _{xEd}	0	192.6	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

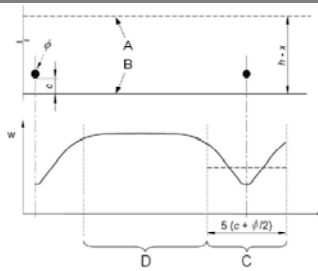
Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

σ_c -1.762 N/mm²
 σ_s 82.18 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

ϵ_s 0.4109 ‰
 d 81.7 cm
 μ 19.88 μ/d 0.2434
 δ 0.7442

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA				
$s =$	100	mm	zona C	spaziatura tra le barre
$c =$	60	mm		copriferro netto
$n_1 =$	10			numero barra tipo 1
$\phi_1 =$	22	mm		diametro barra tipo 1
$n_2 =$	0			numero barra tipo 2
$\phi_2 =$	0	mm		diametro barra tipo 2
$\phi_{eq} =$	22.0	mm		diametro equivalente barre
$s_{lim} =$	355	mm		spaziatura limite
				
calcestruzzo	C30/37			classe del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	2.90	MPa		resistenza a trazione calcestruzzo
$k_t =$	0.6			fattore di durata del carico
$E_{cm} =$	32837	MPa		modulo elastico calcestruzzo
$E_s =$	200000	MPa		modulo elastico acciaio
$b =$	1000	mm		larghezza della sezione
$h =$	900	mm		altezza della sezione
$x =$	198.80	mm		asse neutro
$\varepsilon_1 =$	0.000E+00			massima deformazione di trazione
$\varepsilon_2 =$	0.000E+00			minima deformazione di trazione
$d =$	817.0	mm		altezza utile della sezione
$h_{c,eff} =$	208	mm		altezza calcestruzzo efficace
$A_{c,eff} =$	207500	mm ²		area calcestruzzo efficace
$A_s =$	3801	mm ²		area di acciaio
$\rho_{eff} =$	1.83%			$A_s / A_{c,eff}$
$\sigma_s =$	82.18	MPa		trazione sulle barre in stato II
$\varepsilon_{sm} =$	0.025%			deformazione unitaria media
$k_1 =$	0.8			fattore del tipo di barre
$k_2 =$	0.500			fattore del tipo di sollecitazione
$k_3 =$	3.400			
$k_4 =$	0.425			
$\Delta_{s,max} =$	408.2	mm	zona C	distanza massima tra fessure
$w_d =$	0.101	mm		ampiezza di fessura
w_d / w	0.503		verificato	

Essendo $\sigma_f \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ e $\omega_k \leq \omega_{lim}$ le verifiche sono soddisfatte (essendo la verifica a fessurazione soddisfatta anche in combinazione di carico caratteristica, è implicitamente soddisfatta anche in combinazione di carico frequente).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 113 di 138

15.1.1.4. Muro tipo M6

L'armatura a flessione della suola nelle immediate vicinanze del palo e nella direzione della larghezza è costituita da :

- inferiore : 1 strato di $\phi 22/20\text{cm}$ (armatura corrente) con aggiunta di $\phi 22/20\text{cm}$ (su larghezza di 1.50 m sopra i pali)
- superiore : 1 strato di $\phi 22/20\text{cm}$ (armatura corrente)

L'armatura a flessione della suola a livello della sezione b-b e nella direzione della larghezza è costituita da :

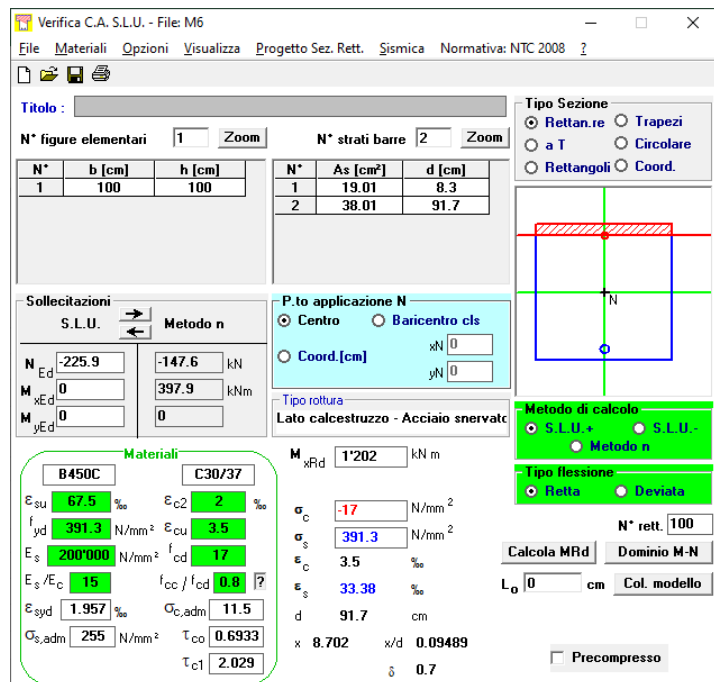
- inferiore : 1 strato di $\phi 22/20\text{cm}$ (armatura corrente)
- superiore : 1 strato di $\phi 22/10\text{cm}$ (armatura corrente)

Le verifiche con lo schema tirante-puntone per i pali di monte viene condotta per la condizione statica, che determina le condizioni maggiormente restrittive.

N	988.35	[kN]	P	1397.74	[kN]
H	608.51	[kN]	T	1596.85	[kN]
P_{Rd}	9353.40	[kN]		OK	
T_{Rd}	2231.21	[kN]		OK	

Le verifiche con il modello a flessione in corrispondenza della sezione b-b vengono condotte in riferimento alla condizione sismica con componente verticale verso il basso, la quale è la maggiormente restrittiva.

Sez- b-b		
N	225.9	[kN/m]
V	-470.1	[kN/m]
M	-758.1	[kNm/m]



Verifica C.A. S.L.U. - File: M6

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

TITOLO : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	19.01	8.3
			2	38.01	91.7

Sollecitazioni
 S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} -225.9 | -147.6 kN
M_{xEd} 0 | 397.9 kNm
M_{yEd} 0 | 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 | yN 0

Materiali
 B450C | C30/37

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd | **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm | Col. modello

Precompresso

Materiali
 E_{su} 67.5 % | E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² | E_{cu} 3.5 %
 E_s 200'000 N/mm² | f_{cd} 17 %
 E_s/E_c 15 | f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 E_{syd} 1.957 % | C_{c,adm} 11.5
 C_{s,adm} 255 N/mm² | T_{co} 0.6933
 T_{c1} 2.029

Calcolo
 N_{xRd} 1'202 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 %
 ε_s 33.38 %
 d 91.7 cm
 x 8.702 x/d 0.09489
 δ 0.7



$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1202/758.1 = 1.59 \geq 1.00$ OK

In condizioni di esercizio (combinazione caratteristica) non viene fatto uso della verifica con modello tirante-puntone in quanto non pertinente ma solamente la verifica tensionale ed a fessurazione in corrispondenza della sezione b-b.

Sez- b-b		
N	147.6	[kN/m]
V	-352.0	[kN/m]
M	-397.9	[kNm/m]

Verifica C.A. S.L.U. - File: M6

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

Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	19.01	8.3
			2	38.01	91.7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-225.9	-147.6	kN
M _{xEd}	0	397.9	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm]

xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

σ_c -3.087 N/mm²

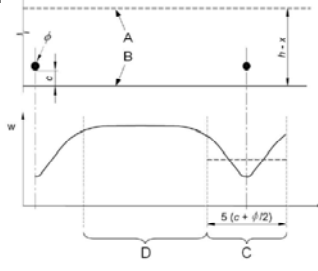
σ_s 144 N/mm²

ϵ_s 0.72 ‰

d 91.7 cm

x 22.31 x/d 0.2433

δ 0.7442

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA			
$s =$	100	mm	zona C spaziatura tra le barre
$c =$	60	mm	copriferro netto
$n_1 =$	10		numero barra tipo 1
$\phi_1 =$	22	mm	diametro barra tipo 1
$n_2 =$	0		numero barra tipo 2
$\phi_2 =$	0	mm	diametro barra tipo 2
$\phi_{eq} =$	22.0	mm	diametro equivalente barre
$s_{lim} =$	355	mm	spaziatura limite
			
calcestruzzo	C30/37		classe del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	2.90	MPa	resistenza a trazione calcestruzzo
$k_t =$	0.6		fattore di durata del carico
$E_{cm} =$	32837	MPa	modulo elastico calcestruzzo
$E_s =$	200000	MPa	modulo elastico acciaio
$b =$	1000	mm	larghezza della sezione
$h =$	1000	mm	altezza della sezione
$x =$	223.10	mm	asse neutro
$\varepsilon_1 =$	0.000E+00		massima deformazione di trazione
$\varepsilon_2 =$	0.000E+00		minima deformazione di trazione
$d =$	917.0	mm	altezza utile della sezione
$h_{c,eff} =$	208	mm	altezza calcestruzzo efficace
$A_{c,eff} =$	207500	mm ²	area calcestruzzo efficace
$A_s =$	3801	mm ²	area di acciaio
$\rho_{eff} =$	1.83%		$A_s / A_{c,eff}$
$\sigma_s =$	144.00	MPa	trazione sulle barre in stato II
$\varepsilon_{sm} =$	0.043%		deformazione unitaria media
$k_1 =$	0.8		fattore del tipo di barre
$k_2 =$	0.500		fattore del tipo di sollecitazione
$k_3 =$	3.400		
$k_4 =$	0.425		
$\Delta_{s,max} =$	408.2	mm	zona C distanza massima tra fessure
$w_d =$	0.176	mm	ampiezza di fessura
w_d / w	0.882		verificato

Essendo $\sigma \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ e $\omega_k \leq \omega_{lim}$ le verifiche sono soddisfatte (essendo la verifica a fessurazione soddisfatta anche in combinazione di carico caratteristica, è implicitamente soddisfatta anche in combinazione di carico frequente).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 116 di 138

15.1.2. Verifiche alle sollecitazioni taglianti

15.1.2.1. Muro tipo M3

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.563
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	700.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	20.00
d (mm)	630.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1571
ρ _l	0.0025
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	700000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.37
V _{rdc,min} (kN)	236.1
V _{rd} (kN/m)	231.2
V _{rdc} (kN/m)	236.1
V _{Ed} (kN/m)	82.0
VERIFICA	ok

V_{Ed} < V_{rdc} → Verifica a taglio soddisfatta senza armatura specifica

Il taglio resistente è maggiore al taglio sollecitante per cui non è necessaria la predisposizione di armatura specifica

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 117 di 138</p>

15.1.2.2. Muro tipo M4

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Ed} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.528
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	800.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	22.00
d (mm)	718.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1901
ρ _l	0.0026
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	800000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.36
V _{rdc,min} (kN)	259.9
V _{rd} (kN/m)	262.6
V _{rdc} (kN/m)	262.6
V _{Ed} (kN/m)	248.5
VERIFICA	ok

V_{Ed} < V_{rdc} → Verifica a taglio soddisfatta senza armatura specifica

Il taglio resistente è maggiore al taglio sollecitante per cui non è necessaria la predisposizione di armatura specifica. Si dispongono comunque spille φ12/20x40.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 118 di 138</p>

15.1.2.3. Muro tipo M5

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Ed} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.495
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	900.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	22.00
d (mm)	817.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1901
ρ _l	0.0023
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	900000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.35
V _{rdc,min} (kN)	286.2
V _{rd} (kN/m)	280.1
V _{rdc} (kN/m)	286.2
V _{Ed} (kN/m)	301.4
VERIFICA	<i>Armatura a Taglio</i>

V_{Ed} > V_{rdc} → Armatura a taglio richiesta

Il taglio resistente è inferiore al taglio sollecitante in alcune zone della suola di fondazione. Si dispone una staffatura con bracci φ12/20x40.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 119 di 138</p>

Elementi armati a taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$f_{c,28}$ (Mpa)	30.00
$f_{ct,28,calc}$ (Mpa)	2.03
f_e (Mpa)	450
γ_s	1.15
γ_b	1.50
b_w (mm)	1000
H (mm)	900
A_c	900000
γ_c (kN/mc)	25
A_{sw} (mmq)	282.7
num br	2.50
ϕ_{st} (mm)	12.00
s (mm)	200
z (mm)	735.3
c (mm)	60
ϕ_{long} (mm)	22
d (mm)	817.0
f_{yd} (MPa)	391.30
cot θ	2.50
tan θ	0.40
f_{cd} (MPa)	17.0
$v_1 = v$	0.528
N (kN)	0.0
σ_{cp}	0.00
α_{cw}	1.00
$V_{rd, max}$ (kN)	2275.8
$V_{rd,s}$ (kN)	1017.0
V_{rd} (kN)	1017.0
VERIFICA	ok

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 120 di 138

15.1.2.1. Muro tipo M6

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.467
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	1000.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	22.00
d (mm)	917.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1901
ρ _l	0.0021
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	1000000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.34
V _{rdc,min} (kN)	312.4
V _{rd} (kN/m)	296.9
V _{rdc} (kN/m)	312.4
V _{Ed} (KN/m)	484.1
VERIFICA	Armatura a Taglio

V_{Ed} > V_{rdc} → Armatura a taglio richiesta

Il taglio resistente è inferiore al taglio sollecitante in alcune zone della suola di fondazione. Si dispone una staffatura con bracci φ12/20x40.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 121 di 138

Elementi armati a taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$f_{c,28}$ (Mpa)	30.00
$f_{ct,28,calc}$ (Mpa)	2.03
f_e (Mpa)	450
γ_s	1.15
γ_b	1.50
b_w (mm)	1000
H (mm)	1000
A_c	1000000
γ_c (kN/mc)	25
A_{sw} (mmq)	282.7
num br	2.50
ϕ_{st} (mm)	12.00
s (mm)	200
z (mm)	825.3
c (mm)	60
ϕ_{long} (mm)	22
d (mm)	917.0
f_{yd} (MPa)	391.30
cot θ	2.50
tan θ	0.40
f_{cd} (MPa)	17.0
$v_1 = v$	0.528
N (kN)	0.0
σ_{cp}	0.00
α_{cw}	1.00
$V_{rd, max}$ (kN)	2554.3
$V_{rd,s}$ (kN)	1141.5
V_{rd} (kN)	1141.5
VERIFICA	ok

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 122 di 138

15.2. PARAMENTI VERTICALI

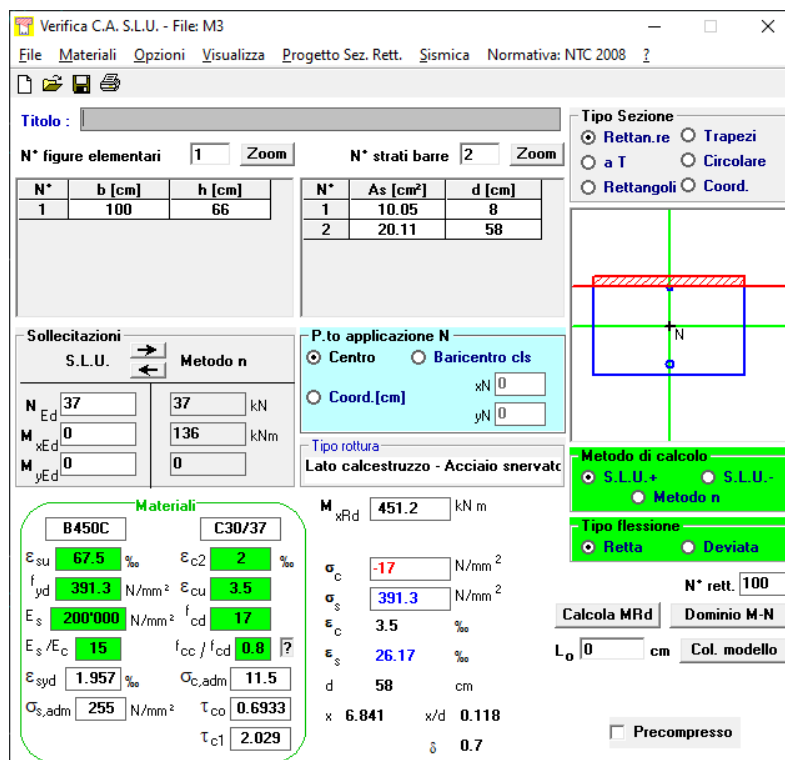
15.2.1. Muro tipo M3

L'armatura a flessione del paramento verticale a livello della sezione d-d e nella direzione della sua altezza è costituita da :

- lato esterno o di valle: 1strato di ϕ 16/20cm (armatura corrente)
- lato interno o di monte: 1 strato di ϕ 16/10cm (armatura corrente)

15.2.1.1. Verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV

Le verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV vengono condotte determinando il momento resistente della sezione in oggetto (di spessore 66 cm) mediante il software VcaSlu assumendo lo sforzo normale determinato al §14.2.1 ($N_{Ed} = 37$ kN/m).



The screenshot shows the VcaSlu software interface with the following data:

Materiali	
B450C	C30/37
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200*000 N/mm ²	f_{cd} 17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 2.029

Sezione		
N° figure elementari	1	
N° strati barre	2	
b [cm]	100	
h [cm]	66	
N°	As [cm ²]	d [cm]
1	10.05	8
2	20.11	58

Sollecitazioni	
S.L.U.	Metodo n
N_{Ed} 37	37 kN
M_{xEd} 0	136 kNm
M_{yEd} 0	0

P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
	yN 0

Metodo di calcolo	
<input checked="" type="radio"/> S.L.U. +	<input type="radio"/> S.L.U. -
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	

Tipo flessione	
<input checked="" type="radio"/> Retta	<input type="radio"/> Deviata

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	
M_{xRd}	451.2 kNm
σ_c	-17 N/mm ²
σ_s	391.3 N/mm ²
ϵ_c	3.5 ‰
ϵ_s	26.17 ‰
d	58 cm
x	6.841
x/d	0.118
δ	0.7

Il massimo momento alla base del muro vale 197 kNm in condizioni statiche. Di conseguenza :

$$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 451.2/197 = 2.290 > 1.00$$

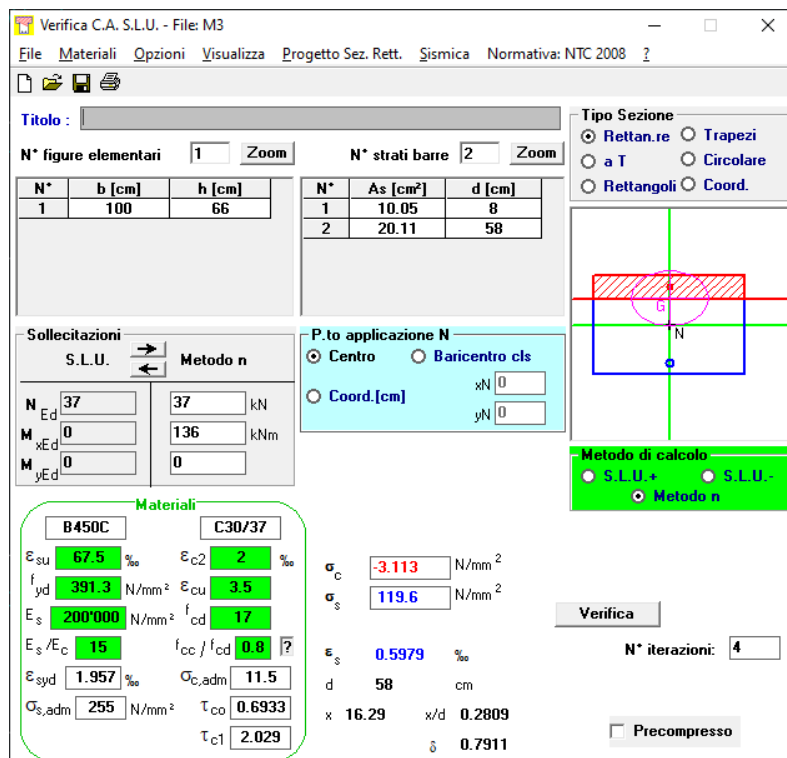
Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 123 di 138

15.2.1.2. Verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione in esercizio

In riferimento alle sollecitazioni in combinazione caratteristica, vengono condotte le verifiche di limitazione delle tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio oltre che alla valutazione dell'ampiezza di fessura.

Le verifiche di limitazione delle tensioni vengono condotte assumendo la sezione in stadio II (calcestruzzo non reagente a trazione). La determinazione delle tensioni viene condotta con il software VcaSlu facendo riferimento alle sollecitazioni $N_{Ed} = 37 \text{ kN/m}$ ed $M_{Ed} = 136 \text{ kNm/m}$.

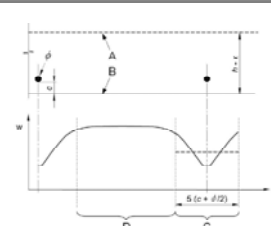


$$FS = (0.6 \times f_{ck}) / \sigma_{cEd} = 0.6 \times 30 / 3.441 = 5.231 > 1.00$$

$$FS = (0.8 \times f_{yk}) / \sigma_{sEd} = 0.8 \times 450 / 152 = 2.368 > 1.00$$

Verifica soddisfatta
Verifica soddisfatta

Nella seguente tabelle viene inoltre sintetizzata la verifica a fessurazione in combinazione caratteristica.

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA			
$s =$	100	mm	zona C <i>spaziatura tra le barre</i>
$c =$	60	mm	<i>copriferro netto</i>
$n_1 =$	10		<i>numero barra tipo 1</i>
$\phi_1 =$	16	mm	<i>diametro barra tipo 1</i>
$n_2 =$	0		<i>numero barra tipo 2</i>
$\phi_2 =$	0	mm	<i>diametro barra tipo 2</i>
$\phi_{eq} =$	16.0	mm	<i>diametro equivalente barre</i>
$s_{lim} =$	340	mm	<i>spaziatura limite</i>
			
calcestruzzo	C30/37		<i>classe del calcestruzzo</i>
$f_{ctm} =$	2.90	MPa	<i>resistenza a trazione calcestruzzo</i>
$k_t =$	0.6		<i>fattore di durata del carico</i>
$E_{cm} =$	32837	MPa	<i>modulo elastico calcestruzzo</i>
$E_s =$	200000	MPa	<i>modulo elastico acciaio</i>
$b =$	1000	mm	<i>larghezza della sezione</i>
$h =$	660	mm	<i>altezza della sezione</i>
$x =$	162.90	mm	<i>asse neutro</i>
$\epsilon_1 =$	0.000E+00		<i>massima deformazione di trazione</i>
$\epsilon_2 =$	0.000E+00		<i>minima deformazione di trazione</i>
$d =$	578.0	mm	<i>altezza utile della sezione</i>
$h_{c,eff} =$	166	mm	<i>altezza calcestruzzo efficace</i>
$A_{c,eff} =$	165700	mm ²	<i>area calcestruzzo efficace</i>
$A_s =$	2011	mm ²	<i>area di acciaio</i>
$\rho_{eff} =$	1.21%		$A_s / A_{c,eff}$
$\sigma_s =$	119.60	MPa	<i>trazione sulle barre in stato II</i>
$\epsilon_{sm} =$	0.036%		<i>deformazione unitaria media</i>
$k_1 =$	0.8		<i>fattore del tipo di barre</i>
$k_2 =$	0.500		<i>fattore del tipo di sollecitazione</i>
$k_3 =$	3.400		
$k_4 =$	0.425		
$\Delta_{s,max} =$	428.2	mm	zona C <i>distanza massima tra fessure</i>
$w_d =$	0.154	mm	<i>ampiezza di fessura</i>
w_d / w	0.768		verificato

15.2.1.3. Verifiche a taglio*Elementi senza armatura a taglio*

$$V_{Ed} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.587
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	660.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	16.00
d (mm)	580.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1005
ρ _l	0.0017
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	660000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.38
V _{rdc,min} (kN)	222.3
V _{rd} (kN/m)	191.4
V _{rdc} (kN/m)	222.3
V _{Ed} (kN/m)	163.0
VERIFICA	<i>ok</i>

V_{Ed} < V_{rdc} → Verifica soddisfatta (Armatura a taglio non richiesta)

Si dispone comunque una staffatura minima con bracci φ12/40x40.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 126 di 138

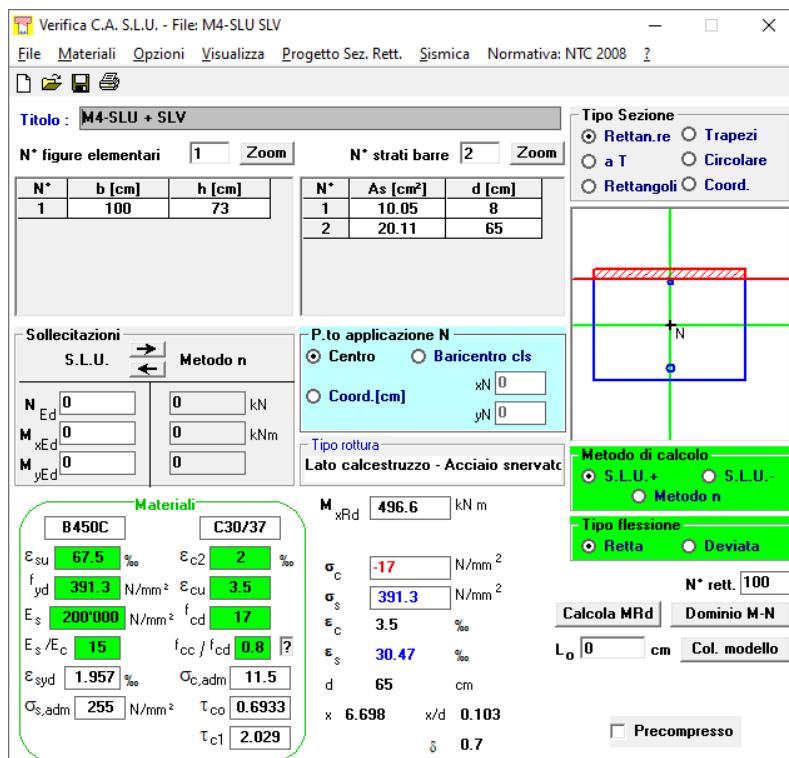
15.2.2. Muro tipo M4

L'armatura a flessione del paramento verticale a livello della sezione d-d e nella direzione della sua altezza è costituita da :

- lato esterno o di valle: 1strato di ϕ 16/20cm (armatura corrente)
- lato interno o di monte: 1 strato di ϕ 16/10cm (armatura corrente)

15.2.2.1. Verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV

Le verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV vengono condotte determinando il momento resistente della sezione in oggetto (di spessore 73 cm) mediante il software VcaSlu assumendo, cautelativamente, sforzo normale agente nullo.



Verifica C.A. S.L.U. - File: M4-SLU SLV

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

Titolo : **M4-SLU + SLV**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	73	1	10.05	8
			2	20.11	65

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: **B450C** **C30/37**

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$ %
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} %
 τ_{c1} %

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

Il massimo momento alla base del muro vale 264.26 kNm in condizioni statiche. Di conseguenza :

$$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 496.6/264.26 = 1.879 > 1.00$$

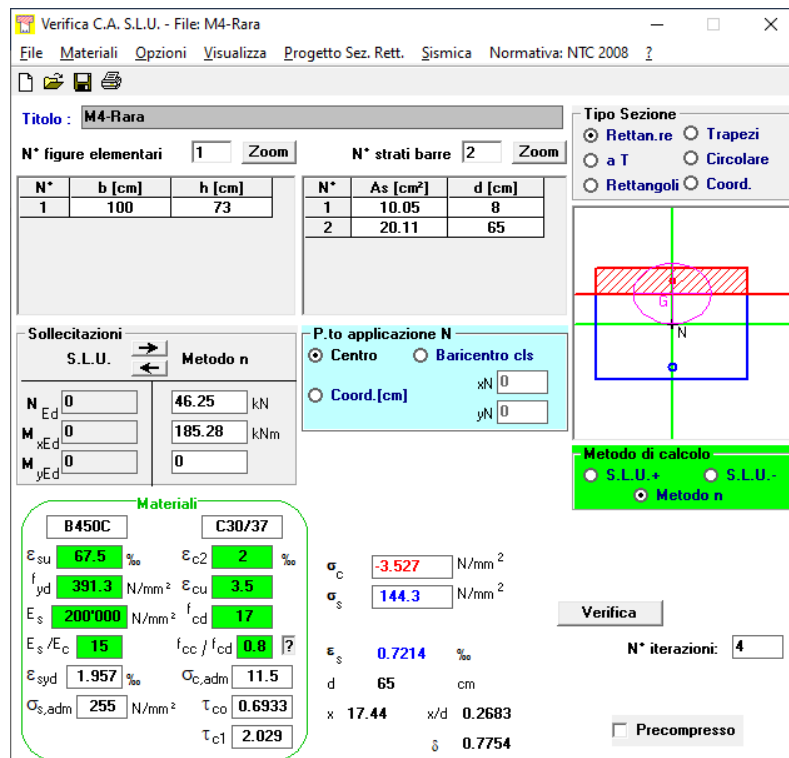
Verifica soddisfatta

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 127 di 138</p>

15.2.2.2. Verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione in esercizio

In riferimento alle sollecitazioni in combinazione caratteristica, vengono condotte le verifiche di limitazione delle tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio oltre che alla valutazione dell'ampiezza di fessura.

Le verifiche di limitazione delle tensioni vengono condotte assumendo la sezione in stadio II (calcestruzzo non reagente a trazione). La determinazione delle tensioni viene condotta con il software VcaSlu.



The screenshot shows the VcaSlu software interface with the following data:

- Titolo:** M4-Rara
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	73
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	8
2	20.11	65
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
 - N_{Ed}: 0
 - M_{xEd}: 0
 - M_{yEd}: 0
 - 46.25 kN
 - 195.28 kNm
 - 0
- Materiali:**
 - B450C:** ε_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², E_s/E_c 15, ε_{syd} 1.957‰, σ_{s,adm} 255 N/mm²
 - C30/37:** ε_{c2} 2‰, ε_{cu} 3.5‰, f_{cd} 17, f_{cc}/f_{cd} 0.8, σ_{c,adm} 11.5, τ_{co} 0.6933, τ_{c1} 2.029
- Calcolo Results:**
 - σ_c: -3.527 N/mm²
 - σ_s: 144.3 N/mm²
 - ε_s: 0.7214‰
 - d: 65 cm
 - x: 17.44, x/d: 0.2683
 - δ: 0.7754
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso:**

$$FS = (0.6 \times f_{ck}) / \sigma_{cEd} = 0.6 \times 30 / 3.527 = 5.103 > 1.00$$

$$FS = (0.8 \times f_{yk}) / \sigma_{sEd} = 0.8 \times 450 / 144.3 = 2.495 > 1.00$$

Verifica soddisfatta
Verifica soddisfatta



Nella seguente tabelle viene inoltre sintetizzata la verifica a fessurazione in combinazione caratteristica.

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA			
s =	100	mm	zona C spaziatura tra le barre
c =	60	mm	copriferro netto
n ₁ =	10		numero barra tipo 1
φ ₁ =	16	mm	diametro barra tipo 1
n ₂ =	0		numero barra tipo 2
φ ₂ =	0	mm	diametro barra tipo 2
φ _{eq} =	16.0	mm	diametro equivalente barre
s _{lim} =	340	mm	spaziatura limite
calcestruzzo	C30/37		classe del calcestruzzo
f _{ctm} =	2.90	MPa	resistenza a trazione calcestruzzo
k _t =	0.6		fattore di durata del carico
E _{cm} =	32837	MPa	modulo elastico calcestruzzo
E _s =	200000	MPa	modulo elastico acciaio
b =	1000	mm	larghezza della sezione
h =	730	mm	altezza della sezione
x =	174.40	mm	asse neutro
ε ₁ =	0.000E+00		massima deformazione di trazione
ε ₂ =	0.000E+00		minima deformazione di trazione
d =	650.0	mm	altezza utile della sezione
h _{c,eff} =	185	mm	altezza calcestruzzo efficace
A _{c,eff} =	185200	mm ²	area calcestruzzo efficace
A _s =	2011	mm ²	area di acciaio
ρ _{eff} =	1.09%		A _s / A _{c,eff}
σ _s =	144.30	MPa	trazione sulle barre in stato II
ε _{sm} =	0.043%		deformazione unitaria media
k ₁ =	0.8		fattore del tipo di barre
k ₂ =	0.500		fattore del tipo di sollecitazione
k ₃ =	3.400		
k ₄ =	0.425		
Δ _{s,max} =	454.5	mm	zona C distanza massima tra fessure
w _d =	0.197	mm	ampiezza di fessura
w _d / w	0.984		verificato

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 129 di 138</p>

15.2.2.3. Verifiche a taglio

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Ed} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.555
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	730.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	16.00
d (mm)	650.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1005
ρ _l	0.0015
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	730000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.37
V _{rdc,min} (kN)	241.6
V _{rd} (kN/m)	202.3
V _{rdc} (kN/m)	241.6
V _{Ed} (kN/m)	180.0
VERIFICA	ok

V_{Ed} < V_{rdc} → Verifica soddisfatta (Armatura a taglio non richiesta)

Si dispone comunque una staffatura minima con bracci φ12/40x40.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 130 di 138

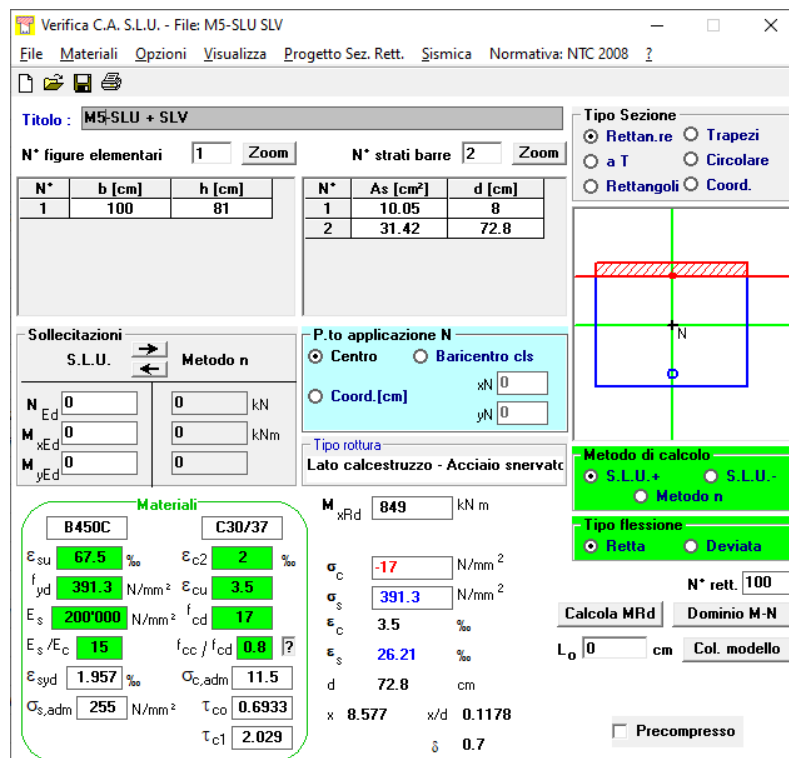
15.2.3. Muro tipo M5

L'armatura a flessione del paramento verticale a livello della sezione d-d e nella direzione della sua altezza è costituita da :

- lato esterno o di valle: 1strato di ϕ 16/20cm (armatura corrente)
- lato interno o di monte: 1 strato di ϕ 20/10cm (armatura corrente)

15.2.3.1. Verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV

Le verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV vengono condotte determinando il momento resistente della sezione in oggetto (di spessore 81 cm) mediante il software VcaSlu assumendo, cautelativamente, sforzo normale agente nullo.



Titolo: M5-SLU + SLV

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	81	1	10.05	8
			2	31.42	72.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 τ_{c1} 2.029

M xRd 849 kNm σ_c -17 N/mm² σ_s 391.3 N/mm² ϵ_c 3.5 ‰ ϵ_s 26.21 ‰
 d 72.8 cm x 8.577 x/d 0.1178 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N** **N° rett.** 100 **Col. modello**

Precompresso

Il massimo momento alla base del muro vale 402.58 kNm in condizioni statiche. Di conseguenza :

$$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 849/402.58 = 2.109 > 1.00$$

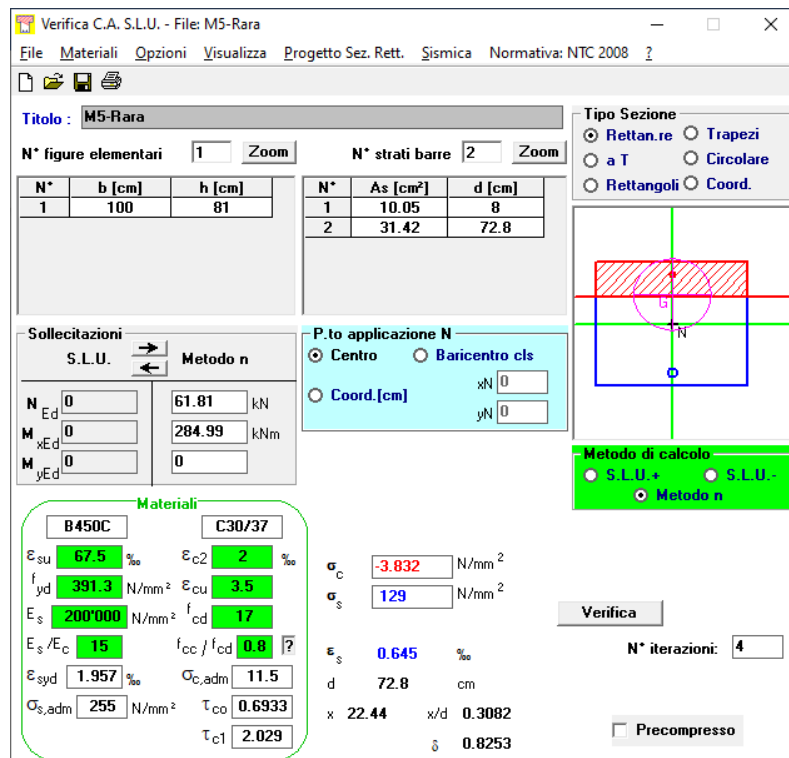
Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 131 di 138

15.2.3.2. Verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione in esercizio

In riferimento alle sollecitazioni in combinazione caratteristica, vengono condotte le verifiche di limitazione delle tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio oltre che alla valutazione dell'ampiezza di fessura.

Le verifiche di limitazione delle tensioni vengono condotte assumendo la sezione in stadio II (calcestruzzo non reagente a trazione). La determinazione delle tensioni viene condotta con il software VcaSlu.



Verifica C.A. S.L.U. - File: M5-Rara

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

Titolo: M5-Rara

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	81	1	10.05	8
			2	31.42	72.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 61.81 kN
M_{xEd}: 0 284.99 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

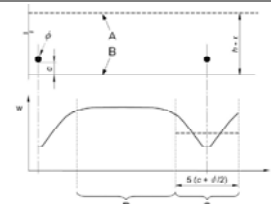
σ_c: -3.832 N/mm²
σ_s: 129 N/mm²
ε_s: 0.645 ‰
d: 72.8 cm
x: 22.44 x/d: 0.3082
δ: 0.8253

$$FS = (0.6 \times f_{ck}) / \sigma_{cEd} = 0.6 \times 30 / 3.832 = 4.697 > 1.00$$

$$FS = (0.8 \times f_{yk}) / \sigma_{sEd} = 0.8 \times 450 / 129 = 2.791 > 1.00$$

Verifica soddisfatta
Verifica soddisfatta

Nella seguente tabelle viene inoltre sintetizzata la verifica a fessurazione in combinazione caratteristica.

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA			
$s =$	100	mm	zona C <i>spaziatura tra le barre</i>
$c =$	60	mm	<i>copriferro netto</i>
$n_1 =$	10		<i>numero barra tipo 1</i>
$\phi_1 =$	20	mm	<i>diametro barra tipo 1</i>
$n_2 =$	0		<i>numero barra tipo 2</i>
$\phi_2 =$	0	mm	<i>diametro barra tipo 2</i>
$\phi_{eq} =$	20.0	mm	<i>diametro equivalente barre</i>
$s_{lim} =$	350	mm	<i>spaziatura limite</i>
			
calcestruzzo	C30/37		<i>classe del calcestruzzo</i>
$f_{ctm} =$	2.90	MPa	<i>resistenza a trazione calcestruzzo</i>
$k_1 =$	0.6		<i>fattore di durata del carico</i>
$E_{cm} =$	32837	MPa	<i>modulo elastico calcestruzzo</i>
$E_s =$	200000	MPa	<i>modulo elastico acciaio</i>
$b =$	1000	mm	<i>larghezza della sezione</i>
$h =$	810	mm	<i>altezza della sezione</i>
$x =$	224.40	mm	<i>asse neutro</i>
$\epsilon_1 =$	0.000E+00		<i>massima deformazione di trazione</i>
$\epsilon_2 =$	0.000E+00		<i>minima deformazione di trazione</i>
$d =$	728.0	mm	<i>altezza utile della sezione</i>
$h_{c,eff} =$	195	mm	<i>altezza calcestruzzo efficace</i>
$A_{c,eff} =$	195200	mm ²	<i>area calcestruzzo efficace</i>
$A_s =$	3142	mm ²	<i>area di acciaio</i>
$\rho_{eff} =$	1.61%		$A_s / A_{c,eff}$
$\sigma_s =$	129.00	MPa	<i>trazione sulle barre in stato II</i>
$\epsilon_{sm} =$	0.039%		<i>deformazione unitaria media</i>
$k_1 =$	0.8		<i>fattore del tipo di barre</i>
$k_2 =$	0.500		<i>fattore del tipo di sollecitazione</i>
$k_3 =$	3.400		
$k_4 =$	0.425		
$\Delta_{s,max} =$	415.3	mm	zona C <i>distanza massima tra fessure</i>
$w_d =$	0.161	mm	<i>ampiezza di fessura</i>
w_d / w	0.804		verificato

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 133 di 138

15.2.3.1. Verifiche a taglio

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Ed} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.523
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	810.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	16.00
d (mm)	730.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1005
ρ _l	0.0014
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	810000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.36
V _{rdc,min} (kN)	263.1
V _{rd} (kN/m)	214.1
V _{rdc} (kN/m)	263.1
V _{Ed} (KN/m)	226.2
VERIFICA	ok

V_{Ed} < V_{rdc} → Verifica soddisfatta (Armatura a taglio non richiesta)

Si dispone comunque una staffatura minima con bracci φ12/40x40.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 134 di 138

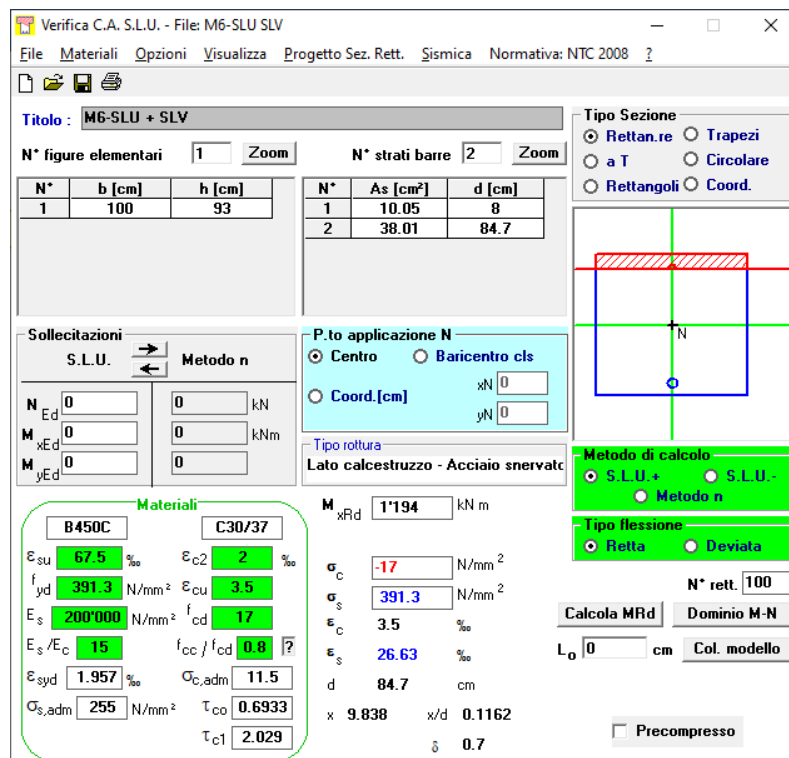
15.2.4. Muro tipo M6

L'armatura a flessione del paramento verticale a livello della sezione d-d e nella direzione della sua altezza è costituita da :

- lato esterno o di valle: 1strato di ϕ 16/20cm (armatura corrente)
- lato interno o di monte: 1 strato di ϕ 22/10cm (armatura corrente)

15.2.4.1. Verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV

Le verifiche a pressoflessione allo SLU e SLV vengono condotte determinando il momento resistente della sezione in oggetto (di spessore 93 cm) mediante il software VcaSlu assumendo, cautelativamente, sforzo normale agente nullo.



Materiali

Proprietà	B450C	C30/37
ϵ_{su}	67.5 ‰	
f_{yd}	391.3 N/mm ²	
E_s	200'000 N/mm ²	
ϵ_{s}/E_c	15	
ϵ_{syd}	1.957 ‰	
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	
ϵ_{c2}		2 ‰
ϵ_{cu}		3.5 ‰
f_{cd}		17
f_{cc}/f_{cd}		0.8
$\sigma_{c,adm}$		11.5
τ_{co}		0.6933
τ_{c1}		2.029

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Il massimo momento alla base del muro vale 699.75 kNm in condizioni statiche. Di conseguenza :

$$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1194/699.75 = 1.706 > 1.00$$

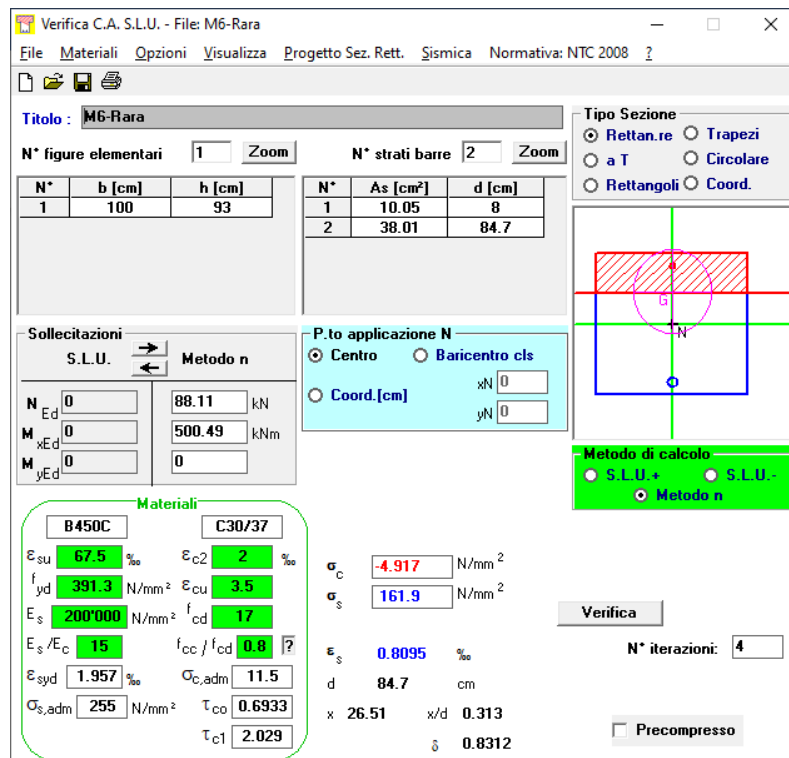
Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001 Rev. A Foglio 135 di 138

15.2.4.2. Verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione in esercizio

In riferimento alle sollecitazioni in combinazione caratteristica, vengono condotte le verifiche di limitazione delle tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio oltre che alla valutazione dell'ampiezza di fessura.

Le verifiche di limitazione delle tensioni vengono condotte assumendo la sezione in stadio II (calcestruzzo non reagente a trazione). La determinazione delle tensioni viene condotta con il software VcaSlu.



Verifica C.A. S.L.U. - File: M6-Rara

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

Titolo: M6-Rara

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	93	1	10.05	8
			2	38.01	84.7

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 88.11 kN
M_{xEd} 0 500.49 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C30/37

ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰	σ _c -4.917 N/mm ²
f _{yd} 391.3 N/mm ²	ε _{cu} 3.5 ‰	σ _s 161.9 N/mm ²
E _s 200'000 N/mm ²	f _{cd} 17	ε _s 0.8095 ‰
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8	d 84.7 cm
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11.5	x 26.51 x/d 0.313
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0.6933	δ 0.8312
	τ _{c1} 2.029	

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

Verifica N° iterazioni: 4

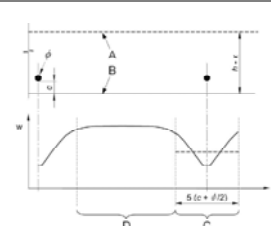
Precompresso

$$FS = (0.6 \times f_{ck}) / \sigma_{cEd} = 0.6 \times 30 / 4.917 = 3.661 > 1.00$$

$$FS = (0.8 \times f_{yk}) / \sigma_{sEd} = 0.8 \times 450 / 161.9 = 2.224 > 1.00$$

Verifica soddisfatta
Verifica soddisfatta

Nella seguente tabelle viene inoltre sintetizzata la verifica a fessurazione in combinazione caratteristica.

CALCOLO AMPIEZZA DI FESSURA				
$s =$	100	mm	zona C	spaziatura tra le barre
$c =$	60	mm		copriferro netto
$n_1 =$	10			numero barra tipo 1
$\phi_1 =$	22	mm		diametro barra tipo 1
$n_2 =$	0			numero barra tipo 2
$\phi_2 =$	0	mm		diametro barra tipo 2
$\phi_{eq} =$	22.0	mm		diametro equivalente barre
$s_{lim} =$	355	mm		spaziatura limite
				
calcestruzzo	C30/37			classe del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	2.90	MPa		resistenza a trazione calcestruzzo
$k_t =$	0.6			fattore di durata del carico
$E_{cm} =$	32837	MPa		modulo elastico calcestruzzo
$E_s =$	200000	MPa		modulo elastico acciaio
$b =$	1000	mm		larghezza della sezione
$h =$	930	mm		altezza della sezione
$x =$	265.10	mm		asse neutro
$\epsilon_1 =$	0.000E+00			massima deformazione di trazione
$\epsilon_2 =$	0.000E+00			minima deformazione di trazione
$d =$	847.0	mm		altezza utile della sezione
$h_{c,eff} =$	208	mm		altezza calcestruzzo efficace
$A_{c,eff} =$	207500	mm ²		area calcestruzzo efficace
$A_s =$	3801	mm ²		area di acciaio
$\rho_{eff} =$	1.83%			$A_s / A_{c,eff}$
$\sigma_s =$	161.90	MPa		trazione sulle barre in stato II
$\epsilon_{sm} =$	0.049%			deformazione unitaria media
$k_1 =$	0.8			fattore del tipo di barre
$k_2 =$	0.500			fattore del tipo di sollecitazione
$k_3 =$	3.400			
$k_4 =$	0.425			
$\Delta_{s,max} =$	408.2	mm	zona C	distanza massima tra fessure
$w_d =$	0.198	mm		ampiezza di fessura
w_d / w	0.991		verificato	

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001	Rev. A	Foglio 137 di 138

15.2.4.1. Verifiche a taglio

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Ed} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

C _{rdc}	0.120
k	1.485
f _{ck} (MPa)	30.00
f _{cd} (MPa)	17.00
γ _c	1.5
H (mm)	930.00
c (mm)	60.00
φ _{long} (mm)	16.00
d (mm)	850.0
b _w (mm)	1000.0
A _{long} (mm ²)	1005
ρ _l	0.0012
N (kN)	0.0
A _c (mm ²)	930000
σ _{cp}	0.00
k ₁	0.15
v _{min} (MPa)	0.35
V _{rdc,min} (kN)	294.9
V _{rd} (kN/m)	231.0
V _{rdc} (kN/m)	294.9
V _{Ed} (kN/m)	313.4
VERIFICA	<i>Armatura a Taglio</i>

V_{Ed} > V_{rdc} → Armatura a taglio richiesta

Il taglio resistente è inferiore al taglio sollecitante in alcune zone del poaramento verticale. Si dispone una staffatura minima con bracci φ16/40x40.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>NV51 - Cavalcavia sfalsamento in corsia Raccordo Autostradale Verona Est/viale del Lavoro - pk 5+050 - OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO MURI RAMO RA04 R RI01</p>		<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL NV 51 0 2 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 138 di 138</p>

Elementi armati a taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

f _{c,28} (Mpa)	30.00
f _{ct,28,calc} (Mpa)	2.03
f _e (Mpa)	450
γ _s	1.15
γ _b	1.50
b _w (mm)	1000
H (mm)	930
A _c	930000
γ _c (kN/mc)	25
A _{sw} (mmq)	282.7
num br	2.50
φ _{st} (mm)	12.00
s (mm)	400
z (mm)	765
c (mm)	60
φ _{long} (mm)	16
d (mm)	850.0
f _{yd} (MPa)	391.30
cot θ	2.50
tan θ	0.40
f _{cd} (MPa)	17.0
v ₁ = v	0.528
N (kN)	0.0
σ _{cp}	0.00
α _{cw}	1.00
V _{rd, max} (kN)	2367.7
V _{rd,s} (kN)	529.0
V _{rd} (kN)	529.0
VERIFICA	ok

V_{Ed} < V_{rd} → OK