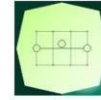


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4
PROGETTO ESECUTIVO

I - INTERCONNESSIONE

11 - INTERCONNESSIONE A35-A4

SOAX1 - SOTTOPASSO RAMO COLLEGAMENTO TANGENZIALE DIREZIONE BS
SOTTOPASSO SCATOLARE E MURI

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA PIZZAROTTI E S. S. P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO
IMPRESA PIZZAROTTI E S. S. P.A.
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO													DATA: LUG 2016
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PART.	PROGR.	PART.DOC.	STATO	REV.	
65306	04	RC	E	I	11	SO	AX1	00	00	001	00	A	00	

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE								
	N	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
<p>IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERE DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 4152</p>	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

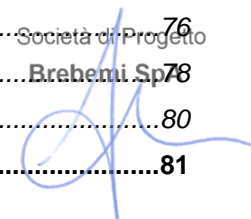
	<p>IL CONCEDENTE</p>	<p>IL CONCESSIONARIO</p> <p>SOCIETÀ DI PROGETTO BREBEMI SPA Società di Progetto Brebemi SpA</p>
--	-----------------------------	--

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	8
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	10
2.1	Opere in c.a. e strutture metalliche	10
2.2	Strade	10
2.3	Altri documenti	11
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	12
3.1	Calcestruzzo per strutture sottovia, muri spartitraffico e fondazioni muro di sostegno ...	12
3.2	Acciaio per cemento armato	13
3.3	Durabilità e prescrizioni sui materiali	13
4.	CRITERI DI CALCOLO.....	15
5.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	16
5.1	Combinazioni per la verifica allo SLU.....	16
5.2	Combinazioni per la verifica allo SLE	17
5.3	Combinazioni per la condizione sismica.....	18
6.	PARAMETRI GEOTECNICI.....	19
7.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	20
8.	ANALISI DELLA STRUTTURA IN CONDIZIONI STATICHE	21
8.1	Analisi dei carichi.....	22
8.1.1	CdC 1: Peso proprio	23
8.1.2	CdC 2: Permanenti portati	23
8.1.3	CdC 3-5: Spinta del terreno	23
8.1.4	CdC 6: Spinta dell'acqua interna allo scatolare	25
8.1.5	CdC 7: Spinta della falda esterna allo scatolare.....	25
8.1.6	CdC 8-11: Carichi da traffico transitante sopra la struttura scatolare.....	25
8.1.7	CdC 12-13: Azioni da traffico transitante all'interno della struttura scatolare	32
8.1.8	CdC 14-15: Frenatura	32
8.1.9	CdC 16-17: Azione sismica.....	33
8.1.10	CdC 18-21: Azioni termiche	33
8.1.11	CdC 22: Ritiro	34
8.2	Combinazioni di riferimento.....	35
8.3	Sollecitazioni di riferimento	49
8.3.1	CDC1: Peso proprio.....	50
8.3.2	CDC2: Permanenti portati.....	50
8.3.3	CDC3: Spinta a riposo simmetrica.....	51

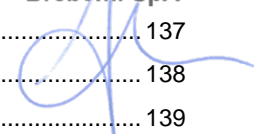
8.3.4	<i>CDC4: Spinta a riposo sinistra attiva destra</i>	51
8.3.5	<i>CDC5: Spinta attiva simmetrica</i>	52
8.3.6	<i>CDC8: Accidentali da traffico M- incastro piedritto sol sup (1)</i>	52
8.3.7	<i>CDC9: Accidentali da traffico M- incastro piedritto sol sup (2)</i>	53
8.3.8	<i>CDC10: Accidentali da traffico M+ sol sup</i>	53
8.3.9	<i>CDC11: Accidentali da traffico M+ piedritto</i>	54
8.3.10	<i>CDC14: Accidentali da traffico frenatura sx-dx</i>	54
8.3.11	<i>CDC15: Accidentali da traffico frenatura dx-sx</i>	55
8.3.12	<i>CDC18: Variazione termica uniforme sol sup (1)</i>	55
8.3.13	<i>CDC19: Variazione termica uniforme sol sup (2)</i>	56
8.3.14	<i>CDC20: Variazione termica lineare sol sup (1)</i>	56
8.3.15	<i>CDC21: Variazione termica lineare sol sup (2)</i>	57
8.3.16	<i>CDC22: Rtiro</i>	57
8.4	Sollecitazioni alla base delle verifiche degli elementi strutturali	58
8.4.1	<i>Combinazioni di carico agli SLU</i>	58
8.4.2	<i>Combinazioni di carico agli SLE Rare</i>	59
8.4.3	<i>Combinazioni di carico agli SLE Frequenti</i>	60
8.4.4	<i>Combinazioni di carico agli SLE Quasi Permanenti</i>	61
9.	ANALISI DELLA STRUTTURA IN CONDIZIONI SISMICHE	63
9.1	Codice di calcolo	63
9.2	Caratteristiche dei terreni	65
9.3	Caratteristiche degli elementi strutturali	65
9.4	Definizione delle azioni statiche	66
9.4.1	<i>Peso proprio</i>	66
9.4.2	<i>Spinta del terreno</i>	66
9.4.3	<i>Azioni variabili</i>	66
9.5	Definizione delle azioni sismiche	66
9.5.1	<i>Parametri sismici di progetto</i>	66
9.5.2	<i>Spinta sismica del terreno</i>	67
9.5.3	<i>Azioni variabili in condizioni sismiche</i>	67
9.6	Mesh da calcolo	67
9.7	Fasi di calcolo	68
9.8	Risultati della modellazione	69
10.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	75
10.1	Criteri di verifica	76
10.1.1	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>	76
10.1.2	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	76
10.1.3	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	78
10.1.4	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>	80
10.2	Tabulati di verifica	81

APPROVATO SDP



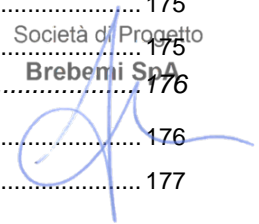
10.2.1	Mezzeria soletta superiore.....	81
10.2.2	Incastro soletta superiore.....	84
10.2.3	Incastro superiore pietritti.....	89
10.2.4	Sezione di riduzione armatura piedritti	93
10.2.5	Incastro mensola di fondazione	97
11.	ARMATURA DI RIPARTIZIONE DELLO SCATOLARE.....	101
11.1	Verifica delle sollecitazioni flessionali secondarie sulla soletta superiore.....	101
11.2	Verifica dell'area minima di armatura per fessurazione	103
12.	VERIFICHE GEOTECNICHE	104
12.1	Verifica di scorrimento	104
12.2	Verifica di capacità portante	104
13.	MURI DI SOSTEGNO	107
13.1	Software di calcolo	108
13.2	Stratigrafia e parametri geotecnici.....	108
13.3	Caratterizzazione sismica	109
13.4	Analisi dei carichi	111
13.4.1	Spinta statica (terra, sovraccarico e idraulica).....	111
13.4.2	Incremento di spinta dovuto al sisma	112
13.4.3	Sovraccarico stradale (carico variabile).....	113
13.4.4	Vento (carico variabile)	113
13.4.5	Urto (carico eccezionale)	115
13.5	Combinazioni di carico.....	116
13.6	Verifiche geotecniche.....	125
13.6.1	Ribaltamento del muro.....	125
13.6.2	Traslazione sul piano di posa	125
13.6.3	Carico limite fondazione terreno	126
13.6.4	Stabilità globale.....	127
13.7	Verifiche strutturali	129
13.7.1	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	129
13.7.2	Condizioni ambientali e verifiche allo S.L.E.....	129
13.7.3	Stati limite di fessurazione (SLE).....	129
13.7.4	Stati limite delle tensioni (SLE).....	131
13.8	MURO DI SOSTEGNO CON H = 6.10 m.....	132
13.8.1	Geometria del muro	132
13.8.2	Verifiche geotecniche.....	134
13.8.3	Sollecitazioni sugli elementi strutturali	136
13.8.4	Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione	137
13.8.4.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	137
13.8.4.2	VERIFICA A TAGLIO SLU	138
13.8.4.3	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	139

APPROVATO SDR



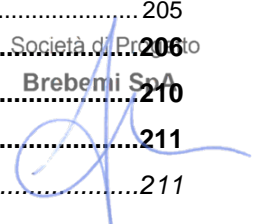
13.8.4.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	140
13.8.5	<i>Verifiche strutturali sezione di minor armatura</i>	<i>142</i>
13.8.5.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU	142
13.8.5.2	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	143
13.8.5.3	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	144
13.9	MURO DI SOSTEGNO CON H = 5.10 m.....	146
13.9.1	<i>Geometria del muro</i>	<i>146</i>
13.9.2	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	<i>148</i>
13.9.3	<i>Sollecitazioni sugli elementi strutturali</i>	<i>150</i>
13.9.4	<i>Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione</i>	<i>151</i>
13.9.4.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU	151
13.9.4.2	VERIFICA A TAGLIO SLU	152
13.9.4.3	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	153
13.9.4.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	154
13.9.5	<i>Verifiche strutturali sezione di minor armatura</i>	<i>154</i>
13.9.5.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU	154
13.9.5.2	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	155
13.9.5.3	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	156
13.10	MURO DI SOSTEGNO CON H = 4.00 m.....	157
13.10.1	<i>Geometria del muro</i>	<i>157</i>
13.10.2	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	<i>159</i>
13.10.3	<i>Sollecitazioni sugli elementi strutturali</i>	<i>161</i>
13.10.4	<i>Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione.....</i>	<i>162</i>
13.10.4.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	162
13.10.4.2	VERIFICA A TAGLIO SLU	163
13.10.4.3	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	164
13.10.4.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	164
13.10.5	<i>Verifiche strutturali sezione di minor armatura</i>	<i>165</i>
13.10.5.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	165
13.10.5.2	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	166
13.10.5.3	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	167
13.11	MURO DI SOSTEGNO CON H = 3.00 m.....	168
13.11.1	<i>Geometria del muro</i>	<i>168</i>
13.11.2	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	<i>170</i>
13.11.3	<i>Sollecitazioni sugli elementi strutturali</i>	<i>172</i>
13.11.4	<i>Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione.....</i>	<i>173</i>
13.11.4.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	173
13.11.4.2	VERIFICA A TAGLIO SLU	174
13.11.4.3	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	175
13.11.4.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	175
13.11.5	<i>Verifiche strutturali sezione di minor armatura</i>	<i>176</i>
13.11.5.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	176
13.11.5.2	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	177


APPROVATO SDR



13.11.5.3	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	177
13.12	MURO DI SOSTEGNO CON H = 1.85 m.....	178
13.12.1	<i>Geometria del muro</i>	178
13.12.2	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	180
13.12.3	<i>Sollecitazioni sugli elementi strutturali</i>	182
13.12.4	<i>Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione</i>	183
13.12.4.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	183
13.12.4.2	VERIFICA A TAGLIO SLU	184
13.12.4.3	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	185
13.12.4.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	185
13.12.5	<i>Verifiche strutturali sezione di minor armatura</i>	186
13.12.5.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	186
13.12.5.2	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	187
13.12.5.3	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	187
13.13	MURO DI SOSTEGNO CON H = 0.71 m.....	188
13.13.1	<i>Geometria del muro</i>	188
13.13.2	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	190
13.13.3	<i>Sollecitazioni sugli elementi strutturali</i>	192
13.13.4	<i>Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione</i>	193
13.13.4.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU.....	193
13.13.4.2	VERIFICA A TAGLIO SLU	194
13.13.4.3	VERIFICA ALLE TENSIONI DI ESERCIZIO SLE	195
13.13.4.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	195
14.	MURI REDIRETTIVI.....	196
14.1	Stratigrafia e parametri geotecnici.....	196
14.2	Caratterizzazione sismica	197
14.3	Analisi dei carichi	197
14.3.1	<i>Peso proprio.....</i>	197
14.3.2	<i>Urto veicolare.....</i>	197
14.4	Combinazioni di carico.....	198
14.5	Criteri di calcolo	201
14.5.1	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	201
14.5.1.1	RIBALTAMENTO DEL MURO	201
14.5.1.2	TRASLAZIONE SUL PIANO DI POSA	201
14.5.1.3	CARICO LIMITE FONDAZIONE TERRENO	202
14.5.1.4	STABILITÀ GLOBALE.....	203
14.5.2	<i>Verifiche strutturali</i>	205
14.5.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	205
14.6	Verifiche geotecniche.....	206
14.7	Sollecitazioni sugli elementi strutturali	210
14.8	Verifiche strutturali	211
14.8.1	<i>Elevazione</i>	211

APPROVATO SDP




	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 7 di 214
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

14.8.2 *Fondazione*213

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 8 di 214
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo riguarda il sottopasso scatolare previsto lungo il ramo "Collegamento Tangenziale direzione BS" dello svincolo di Interconnessione che collega l'Autostrada A35 BreBeMi alla Tangenziale in direzione BS, nell'ambito del piu' generale Progetto Esecutivo dell'Interconnessione tra la citata Autostrada A35 BreBeMi e l'Autostrada A4A35-A4.

Il sottopasso scatolare, ubicato in corrispondenza del piazzale della Barriera di Castegnato, presenta sezione tipica a singola canna con larghezza in retto pari a 7,60 ed altezza dei montanti variabile da m 5.80 a m 6.20; è caratterizzato da fondazioni localizzate in corrispondenza dei montanti per una larghezza pari a m 2.70 ciascuna. L'opera si sviluppa complessivamente per 146 m circa con andamento planimetrico caratterizzato da curva e controcurva di raggio 230 e 140m con i relativi tratti di clotoide e con un brevissimo rettilineo di raccordo di circa 5.00m.

All'estradosso della soletta superiore dello scatolare sono presenti una serie di cordolature, trasversali al sottovia, che consentono il contenimento del corpo sia del piazzale che della pista di servizio sovrappassante.

Per quanto riguarda larghezza della canna del sottovia si è prevista una misura complessiva di 7.60m. Tale dimensione comprende la larghezza della sede stradale pari a 7.00m e lo spazio necessario ad accogliere i due elementi redirettivi laterali (ingombro 0,30m ciascuno con sagoma tipo New Jersey ed h=100cm).

L'altezza interna netta dello scatolare è stata valutata in modo da permettere il rispetto dei seguenti tre aspetti:

- avere in ogni punto dello scatolare almeno un'altezza utile pari al franco minimo di 5.20m nel punto più alto della carreggiata (tenuto conto delle pendenze trasversali della strada);
- avere in ogni punto della carreggiata un ricoprimento della fondazione non minore di 85cm per ospitare il pacchetto stradale e le tubazioni di scolo acqua;
- permettere il posizionamento delle tubazioni di raccolta acque che consentano il deflusso delle acque meteoriche dal punto di minimo del profilo stradale sino alla vasca di raccolta posizionata in adiacenza all'imbocco.

L'altezza di ricoprimento dello scatolare assunta ai fini del calcolo della struttura è pari a 1,50m.

Non si riscontra interferenza con la falda.


Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.

Società di Progetto

Brebeni SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 9 di 214
--	----------------------------	--	-------------	--------------------


Si riportano inoltre le verifiche dei muri di sostegno su fondazione diretta con elemento redirettivo in testa e le verifiche relative ai muri spartitraffico anch'essi su fondazione diretta.

Per quanto riguarda le verifiche relative ai muri non dotati di elemento redirettivo in testa si fa riferimento a quanto contenuto nella relazione di calcolo generale relativa ai muri di sostegno.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 10 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

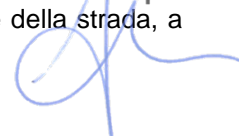
- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Ponti di calcestruzzo, Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale


2.2 Strade

- D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade
- D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”
- Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;
- D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;
- D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell’articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 11 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

- D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale
- L. 1 agosto 2002 n. 168 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale
- D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – modifiche ed integrazioni al codice della strada
- L. 1 agosto 2003 n. 214 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada
- D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili
- Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane

2.3 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

APPROVATO SDP

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali elencati nel seguito.

Calcestruzzo per magrone di sottofondazione

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15.

3.1 Calcestruzzo per strutture sottovia, muri spartitraffico e fondazioni muro di sostegno

Per la realizzazione delle solette dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di C28/35 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 28.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36.00 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 32308 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.94 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$

Per la realizzazione degli elementi di elevazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 32.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40.00 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

3.2 Acciaio per cemento armato

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

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di trazione (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

3.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

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


Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto, si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi. Il copriferro è valutato in accordo a quanto prescritto nella Norma UNI EN 1992-1-1, mentre la classe di resistenza minima è definita in accordo al Prospetto 4 della Norma UNI 11104:2004.

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck)min]	Classe strutturale	Copriferro minimo $c_{min,dur}$	Copriferro nominale $c_{nom} = c_{min} + h$ (mm)
			VN=100	VN=100	VN=100
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	--	--	Società di Progetto Brebemi SpA --

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	14 di 214

Soletta inferiore	XC2	C28/35	S4	35	45
Soletta superiore	XC4				
	XD1 XF1	C32/40	S4	35	45
Piedritti	XC4				
	XD1 XF1	C32/40	S4	35	45

Tabella 3.1 Classe di resistenza minima e copriferro nominale

In base a quanto definito nella tabella precedente e in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.


Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 3.2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tabella 4.2.III NTC 2008)

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w2	ap. fessure	≤ w3
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w1
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1

Tabella 3.3 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC 2008)

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 15 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

4. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

In particolare sono state sviluppate due distinte analisi:

- Una analisi statica nella quale è stata implementata una modellazione numerica agli elementi finiti con apposito codice di calcolo strutturale (rif. capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), alla quale sono state assegnate tutte le azioni da normativa, con particolare riferimento agli effetti dovuti alle azioni variabili da traffico come definite dalla normativa vigente di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Una analisi agli elementi finiti tramite il codice di modellazione geotecnica Plaxis2D al fine di analizzare in maniera corretta ed esaustiva il comportamento e l'interazione della struttura con il terreno circostante in condizioni statiche e soprattutto sismiche. Le azioni sismiche nel terreno e nelle strutture vengono calcolate in automatico dal programma di calcolo in funzione delle stratigrafie inserite e delle inerzie della struttura applicando l'accelerazione orizzontale k_h a tutte le masse costituenti il modello di calcolo.

APPROVATO SDP

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

5.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

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

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico: collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

SLU di tipo strutturale: raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" per quanto concerne le verifiche strutturali, mentre "Approccio 2" per quanto concerne le verifiche geotecniche, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

Strutturali: Approccio 1 Combinazione 1 → (A1+M1+R1)


Geotecniche: Approccio 2 → (A1+M1+R3)

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	A1	A2
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0/1.3

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEII1SOAX1000000100	A00	17 di 214

Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1$	$\gamma_R = 1.8$
Scorrimento	$\gamma_R = 1$	$\gamma_R = 1.1$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definisce la seguente combinazione:


Fondamentale: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

5.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

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

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 18 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

Frequente)	⇒	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	⇒	$(\Phi_d' = \Phi_k')$
Quasi permanente)	⇒	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	⇒	$(\Phi_d' = \Phi_k')$
Rara)	⇒	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	⇒	$(\Phi_d' = \Phi_k')$

5.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (Approccio 1):

Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0$.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



6. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici che caratterizzano i materiali da rilevati e reinterri sono:

$$\Phi'_k = 35^\circ$$

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

$$\gamma'_m = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3.$$

A tali parametri sono associati i seguenti coefficienti di spinta:

$$k_{0,k} = 0.4264 \quad \text{coefficiente di spinta a riposo}$$

$$k_{a,k} = 0.2710 \quad \text{coefficiente di spinta attiva}$$

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, in base alle caratteristiche geotecniche, si assumono i seguenti parametri:

$$\Phi'_k = 35^\circ$$

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

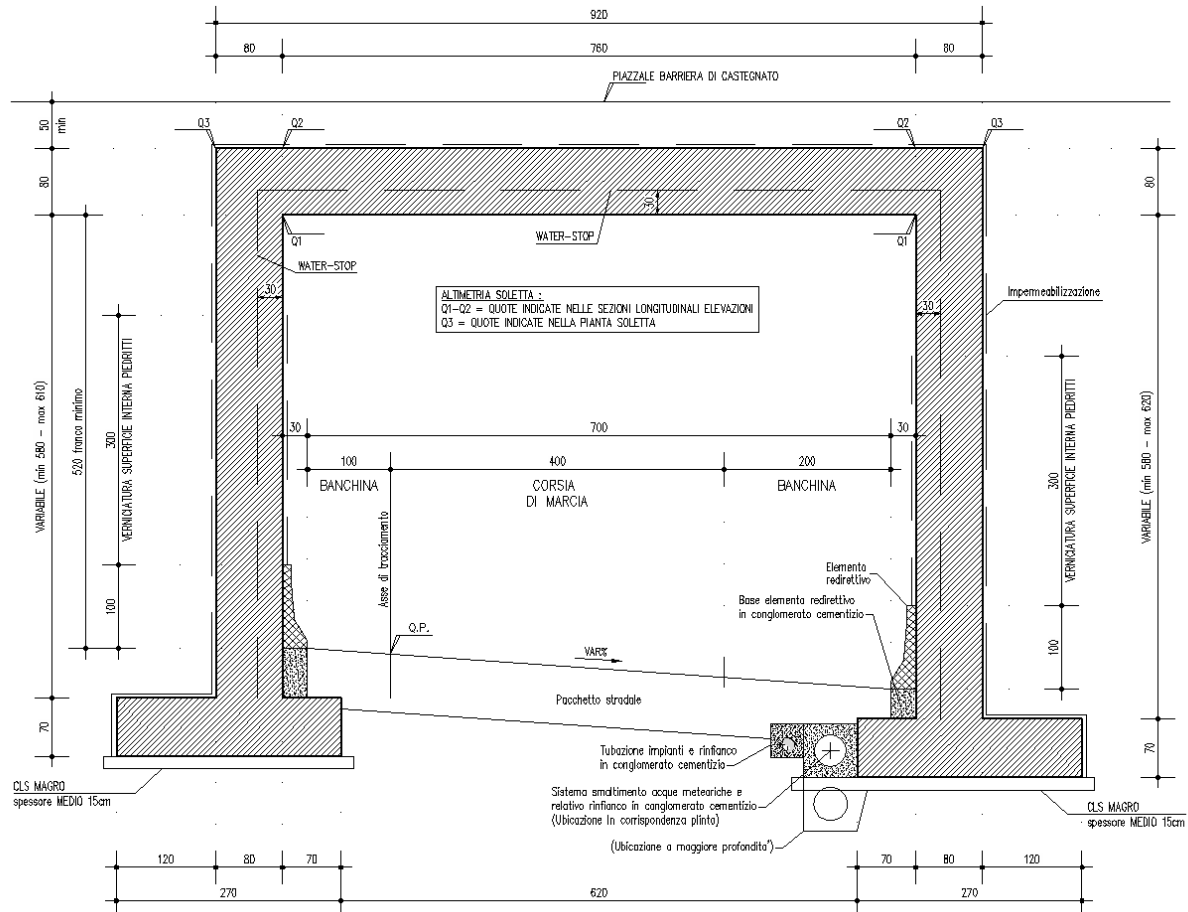
$$\gamma'_m = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3.$$

APPROVATO SDP


7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria è quella riportata nella figura seguente:



Luce netta interna	$B = \text{m } 7.80$
Altezza netta interna	$H = \text{m } 6.20$
Spessore soletta superiore	$t_{SS} = \text{m } 0.80$
Spessore soletta inferiore	$t_{SI} = \text{m } 0.70$
Spessore pietritti	$t_P = \text{m } 0.8$
Slazo lase fondazione	$B_{SB} = \text{m } 1.20 \text{ m}$
$H_{\text{Ricoprimento}} = \text{m } 0.15 + \text{m } 1.35$	
$H_{\text{pacch stradale}} = 0.15 \text{ m}$	
$H_{\text{falda esterna}} = \text{assente}$	
$H_{\text{falda interna}} = \text{assente}$	

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 21 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

8. ANALISI DELLA STRUTTURA IN CONDIZIONI STATICHE

Si utilizza il software Straus7 per condurre analisi con elementi finiti.

Gli elementi utilizzati per la modellazione della struttura sono i seguenti:

- elemento tipo BEAM (trave);
- elemento tipo BOUNDARY (molla).

Si è assunto lo schema statico di telaio aperto.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Il valore della costante di sottofondo elastico uniformemente distribuita lungo ciascun elemento è assunta pari a:

$$K_s = 40000 \text{ kN/m/m.}$$

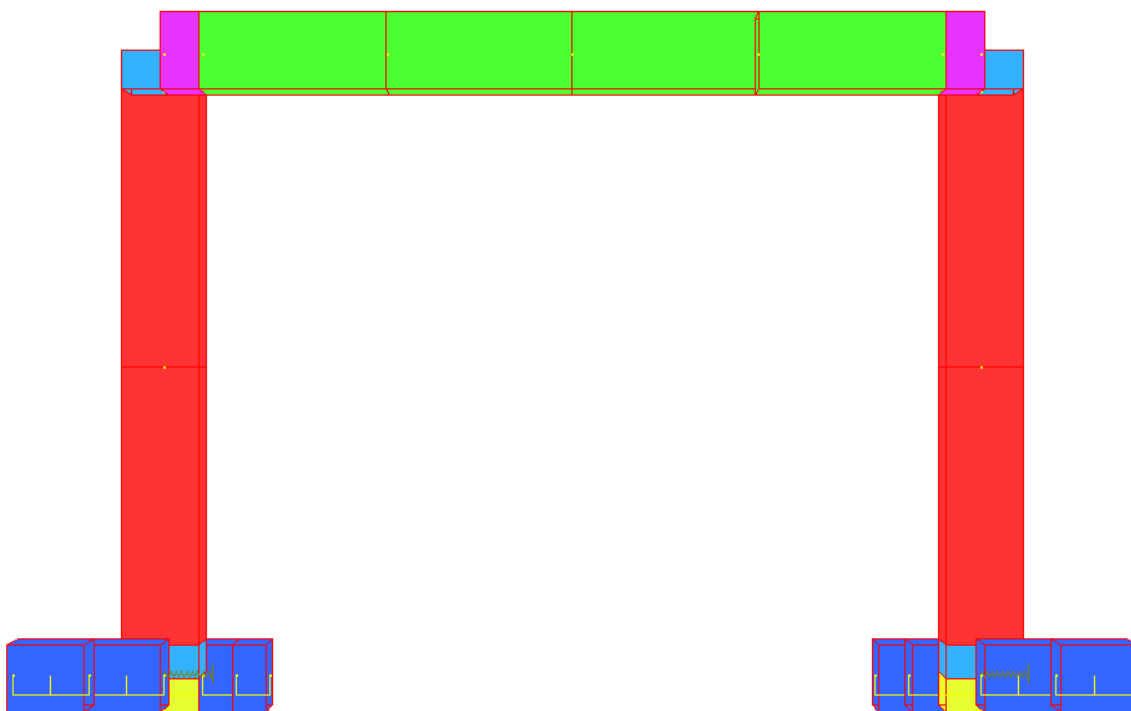
Per tenere in considerazione l'effetto di interazione di attrito tra terreno e fondazione, in corrispondenza della base dei montanti è stato inoltre disposto un vincolo elastico la cui rigidezza è stata determinata tramite l'analisi sismica condotta con apposito codice di calcolo geotecnico (rif. Capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) e pari a:

$$K_e = T_{\text{base,var}} / \delta_{\text{base,var}} = 54.15 \text{ kN/m} / 6.7 \text{ mm} = 8080 \text{ kN/m/m}$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 1 \times t_{SS}$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 1 \times t_{SI}$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 1 \times t_P$ cm per i piedritti

Una rappresentazione della geometria della modellazione numerica è riportata nella figura seguente:



8.1 Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.


Vengono prese in considerazione n°22 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC22), di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato:	25 kN/m ³
rilevato	20 kN/m ³
sovrastuttura stradale	22 kN/m ³

Le figure di seguito proposte in rappresentanza delle azioni sollecitanti gli elementi strutturali sono da intendersi schemi del tutto indicativi e qualitativi (in particolare non si faccia riferimento alla visiva presenza di una soletta continua di fondazione, evidentemente non modellata nell'implementazione numerica).

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 23 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

8.1.1 CdC 1: Peso proprio

Il peso proprio è calcolato automaticamente dal programma di calcolo.

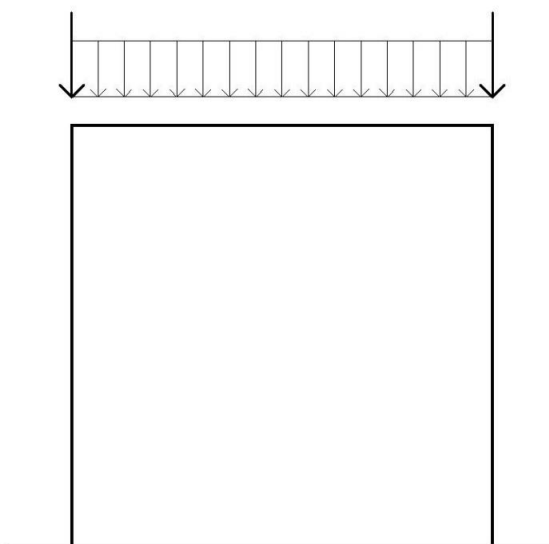
8.1.2 CdC 2: Permanenti portati

Si considera il peso del rilevato e della sovrastruttura stradale.

Si ha:

peso sovrastruttura stradale:	$1 \cdot 0.15 \cdot 22$	3.30 kN/m
peso rilevato:	$1 \cdot 1.35 \cdot 20$	27.00 kN/m
totale		30.30 kN/m

Lo schema di carico illustrato nella seguente figura:



APPROVATO SDP

Si introducono due forze concentrate in corrispondenza dei nodi soletta superiore-piedritto in modo da considerare il carico gravante sulla porzione di struttura non modellata agli elementi finiti.

8.1.3 CdC 3-5: Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Secondo quanto riportato in precedenza, si assumono i seguenti parametri:

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

$$k_0 = 0.426$$

$$k_a = 0.271$$

Vengono prese in considerazione diverse combinazioni della spinta del terreno in modo da massimizzare il momento in mezzaria ed il momento all'incastro.

Società di Progetto
Brebemi SpA



Si applicano i valori delle spinte secondo la profondità, dunque il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Spinta a riposo

Si riportano i valori della spinta a riposo del terreno in corrispondenza di:

asse soletta superiore: $\eta_{SS} = S_s/2$ $p_{terr,ripSS} = 16.332 \text{ kN/m}$

asse soletta inferiore: $\eta_{SI} = (S_s+H+S_i/2)$ $p_{terr,ripSI} = 72.193 \text{ kN/m}$

con η che ha origine all'estradosso della soletta superiore, con verso verso la soletta inferiore.

Spinta attiva

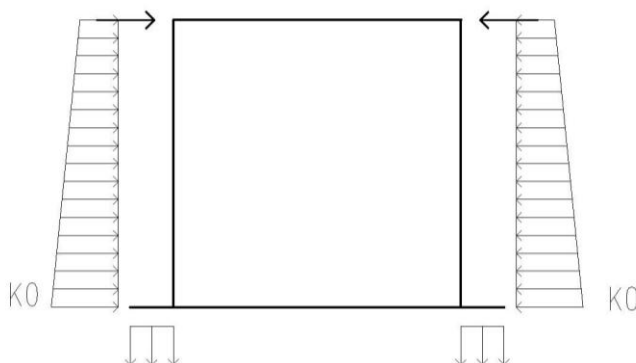
Si riportano i valori della spinta attiva del terreno in corrispondenza di:

asse soletta superiore: $\eta_{SS} = S_s/2$ $p_{terr,attSS} = 10.378 \text{ kN/m}$

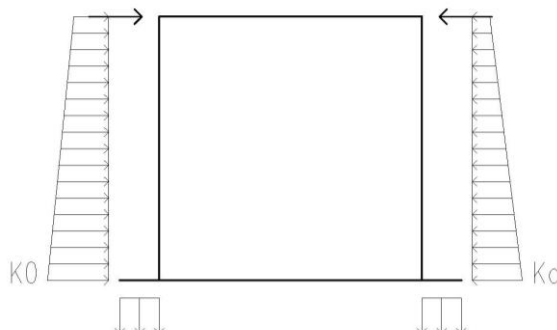
asse soletta inferiore: $\eta_{SI} = (S_s+H+S_i/2)$ $p_{terr,attSI} = 45.878 \text{ kN/m}$.

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

CDC3 Spinta a riposo su ambo i piedritti



CDC4 Spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta attiva sul piedritto destro



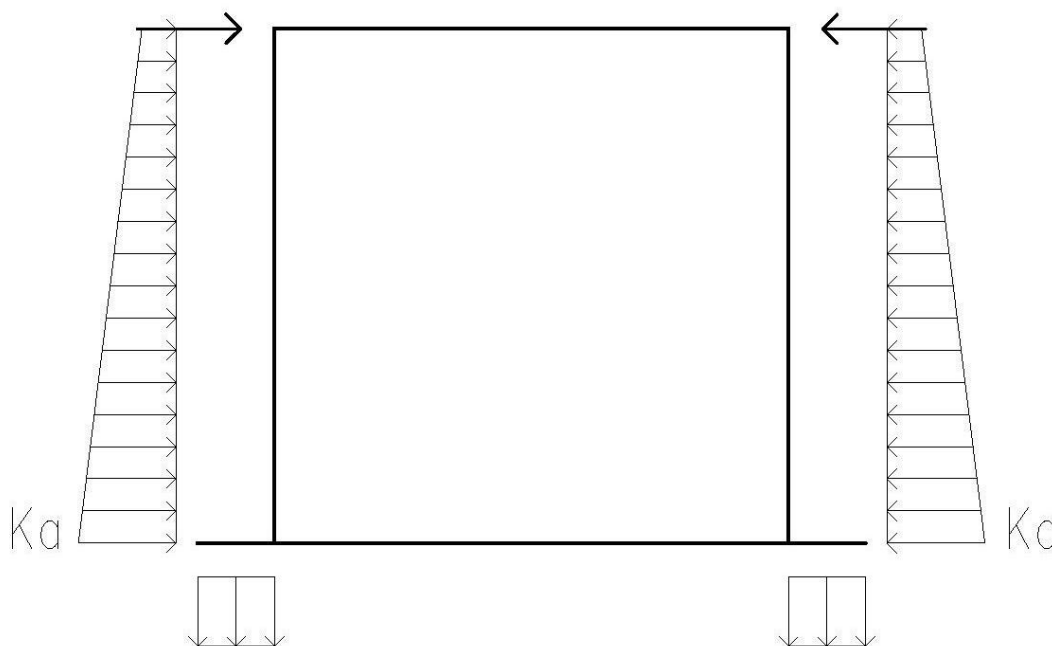
La condizione di carico CDC4, serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

CDC5 Spinta attiva su ambo i piedritti

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA





8.1.4 CdC 6: Spinta dell'acqua interna allo scatolare

Tale Condizione di carico non è presente.

8.1.5 CdC 7: Spinta della falda esterna allo scatolare

Tale Condizione di carico non è presente.

8.1.6 CdC 8-11: Carichi da traffico transitante sopra la struttura scatolare

Carichi gravanti sulla soletta superiore

Come azioni variabili da traffico si assume lo schema di carico 1 secondo il paragrafo 5.1.3.3.3 delle NT.

Si considera la categoria stradale 1.

Lo schema 1 prevede la presenza di diverse corsie di carico, delle quali si riporta di seguito solo la prima, caratterizzata da:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da $[4*150]$ kN a due assi da $[2*150]$ kN ognuno (carico tandem).

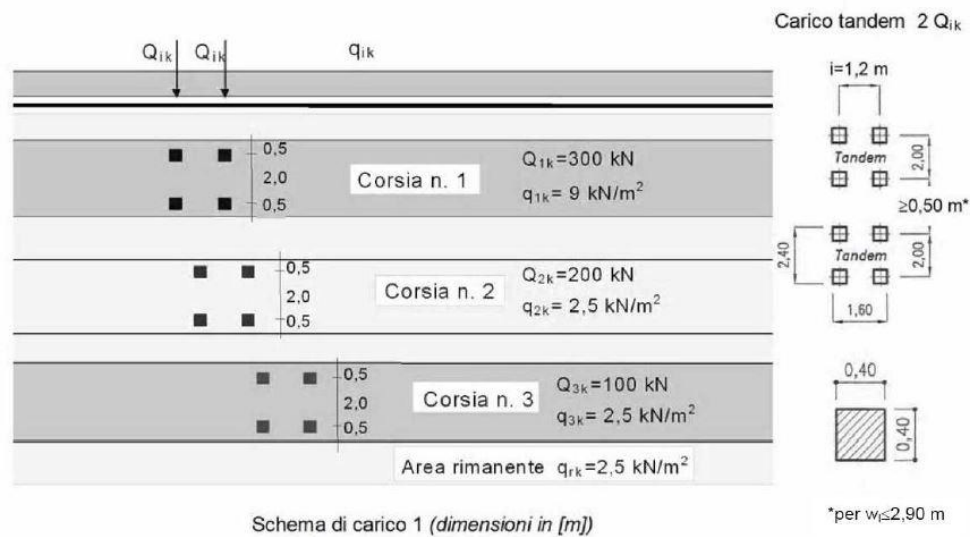
I quattro carichi concentrati sono disposti su impronte di dimensione 0.4×0.4 , poste ad un interasse ortogonale al senso di marcia di 2 m e 1.2 m in asse al senso di marcia;

- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9 kN/m^2 che interessa la lunghezza della corsia e la larghezza pari a 3 m .

Società di Progetto

Brebem SpA





In base alla geometria della strada in esame, caratterizzata da cordoli di larghezza 1.3 m, si considera la presenza di n° 3 corsie di carico convenzionali.

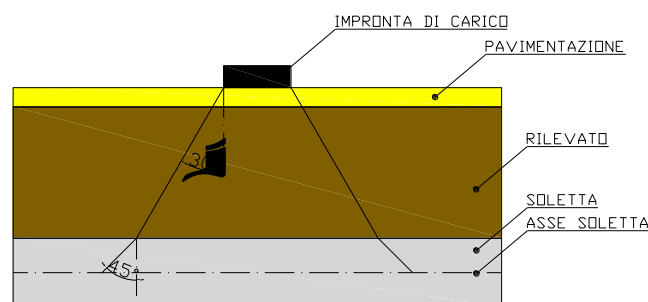
Le corsie appena descritte sono posizionate ortogonalmente all'asse del sottopasso e si considera la ripartizione sia in direzione longitudinale che trasversale.

Di seguito si riporta il calcolo delle lunghezze considerate.

In direzione longitudinale alla strada

Per quanto concerne il carico uniforme non si considera distribuzione longitudinale.

Per quanto concerne i carichi concentrati si considera L_{dl} , *larghezza di diffusione longitudinale del carico* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore.



Si assume che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 45° attraverso il pacchetto stradale, 35° attraverso il rilevato stradale, 45° sino al piano medio della soletta superiore:

$$L_{dl} = 1.20 + 0.40 + 2 * (0.15 + 1.35 * \text{tg}35 + 0.80/2) = 4.591 \text{ m.}$$

In direzione trasversale alla strada

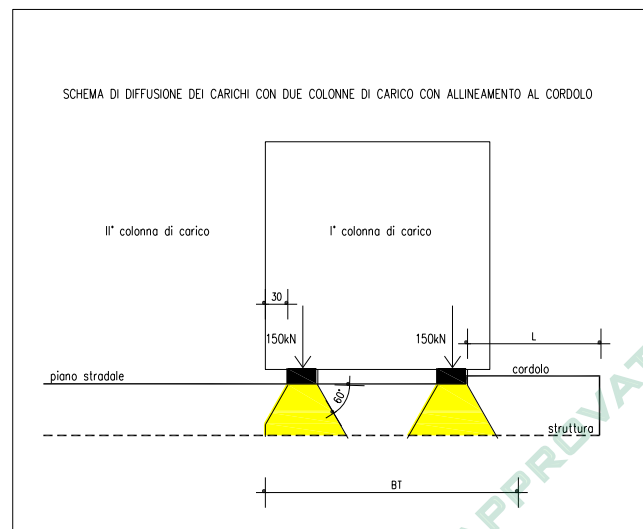
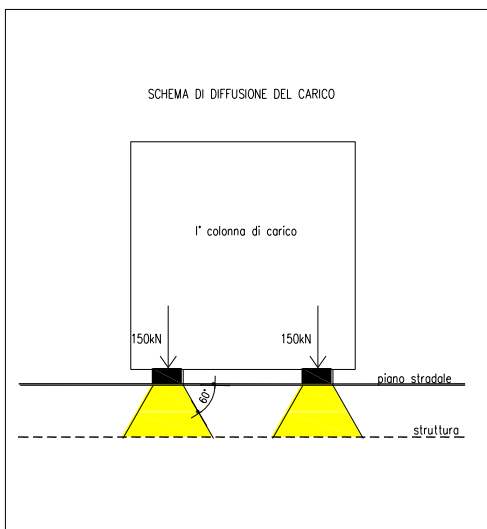
Si conduce un ragionamento simile sia per quanto riguarda la distribuzione del carico accidentale che di quello distribuito.

Detta L_{dt} la *larghezza di diffusione trasversale del carico* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo lo stesso schema di diffusione precedente, si ottiene:

$$L_{dt} = 2.00 + 0.40 + 2 * (0.15 + 1.35x \operatorname{tg}35 + 0.80/2) = 5.391 \text{ m.}$$

Il valore di L_{dt} viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

- ✓ presenza della della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30 m all'esterno dell'impronta del carico;
- ✓ posizionando il carico in adiacenza al cordolo (tenendo presente la larghezza del cordolo di 0.900 m) , ne consegue che la massima diffusione lato cordolo è pari a 0.900 m.



Per quanto concerne i carichi concentrati, in base a quanto detto in precedenza (dunque alla geometria, al numero di corsie di carico ed al ricoprimento), si ottiene la seguente lunghezza:

$$L_{dt, \text{concentrati}} = 2.00 + 0.40 + 0.60/2 + (0.15 + 1.35x \operatorname{tg}35 + 0.80/2) = 4.195 \text{ m.}$$

$$L_{dt, \text{distribuiti}} = 3.00 + (0.15 + 1.35x \operatorname{tg}35 + 0.80/2) = 4.495 \text{ m.}$$

La lunghezza così ottenuta è da modificare tenendo conto dell'aiuto proveniente dalla flessione della piastra della soletta superiore (pari a $L/15$ per il manufatto in oggetto e per le condizioni di carico considerate), definendo così la seguente lunghezza di collaborazione (maggiore della precedente):

$$L_{dc, \text{concentrati}} = 4.195 + 7.80/15 = 4.715 \text{ m.}$$


$$L_{dc, \text{distribuiti}} = 4.495 + 7.80/15 = 5.015 \text{ m.}$$

Carichi di riferimento

Il carico concentrato distribuito di riferimento è pari a:

$$Q_{1k, \text{distribuito}} = -600 / (4.591 * 4.715) = -27.72 \text{ kN/m}^2.$$

Il carico distribuito distribuito di riferimento è pari a:

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	28 di 214

$$q_{1k,distribuito} = -9.00 \cdot 3.00 / 5.015 = -5.38 \text{ kN/m}^2.$$

Si considera ora la presenza del sovraccarico da traffico sul rilevato adiacente lo scatolare.

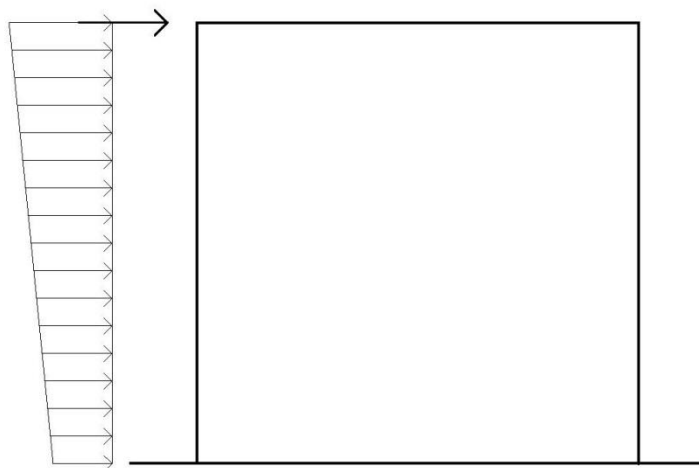
Sovraccarico sul rilevato

In accordo con quanto riportato nella circolare n°617 al §5.1.3.3.7.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete dello scatolare, è quello generato dallo schema di carico 1, dove, qualora si voglia considerare il carico tandem, esso è sostituito da un carico di 600 kN uniformemente distribuito su un'area di dimensioni 2.2 x 3.

Il carico uniformemente distribuito sulla corsia di carico è sempre pari a $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$, ed eventualmente viene sommato al carico tandem uniformemente distribuito.

Si procede dunque anche per questa tipologia di carico alla distribuzione nelle due direzioni.

Lo schema di carico finale cui si fa riferimento è illustrato nella figura seguente:



APPROVATO SDP

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico.

Tale distribuzione di carico fornisce alle pareti una spinta variabile lungo l'altezza, con intensità nei nodi superiore e inferiore pari a (asse solette):

solo carico distribuito

$$q_{sovrlat,distrSS} = 2.631 \text{ kN/m}^2$$

[coeff. di spinta a riposo]

$$q_{sovrlat,distrSI} = 1.284 \text{ kN/m}^2$$

[coeff. di spinta a riposo]

solo carico concentrato

$$q_{sovrlat,concSS} = 16.355 \text{ kN/m}^2$$

[coeff. di spinta a riposo]

$$q_{sovrlat,concSI} = 3.498 \text{ kN/m}^2$$

[coeff. di spinta a riposo]

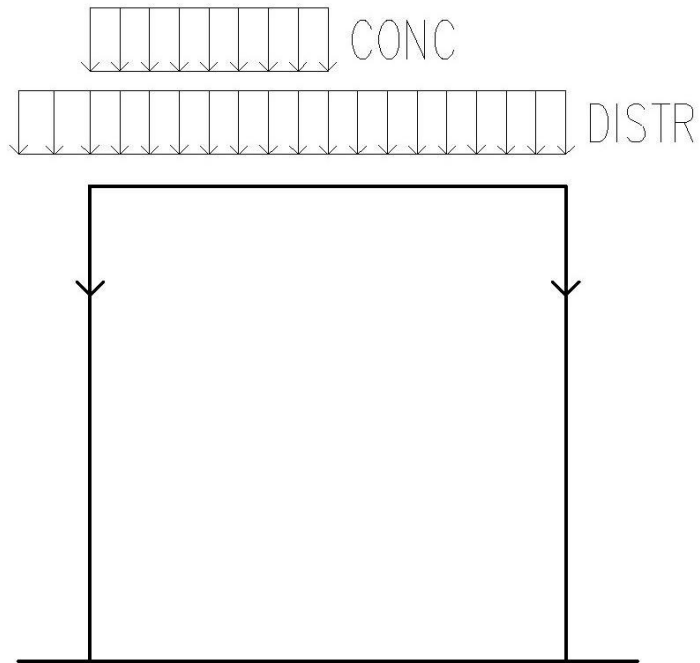
CDC8-11: Schemi di carico e sollecitazioni di riferimento

Si considerano tre schemi di carico:

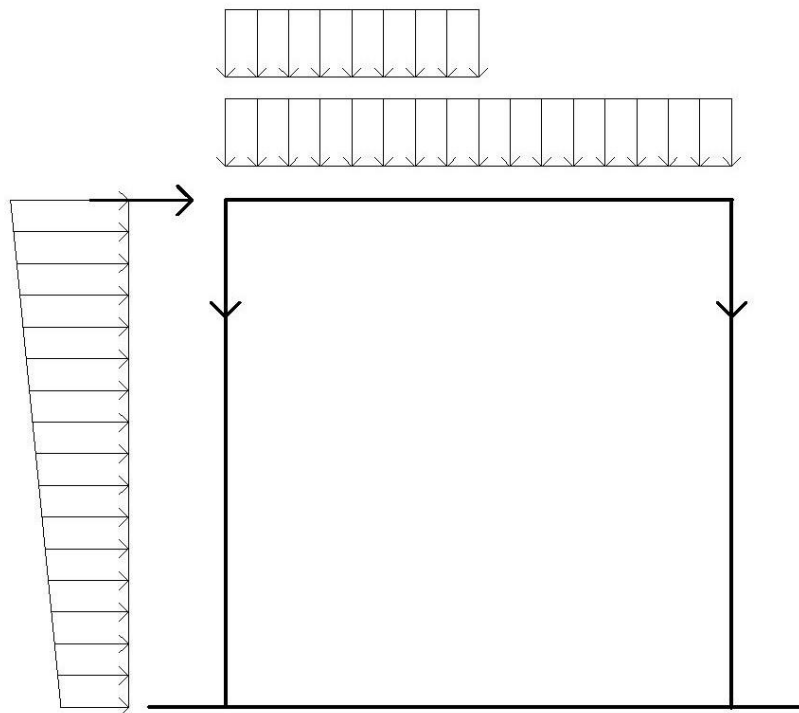
Società di Progetto
Brebemi SpA



CDC8 massimizzazione del momento flettente all'incastro tra piedritto e soletta superiore (1)

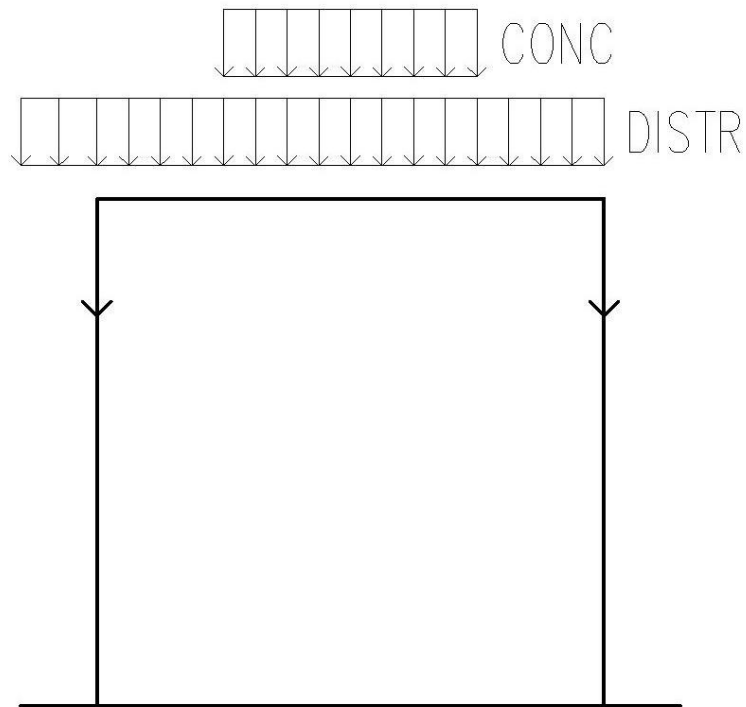


considerando lo sviluppo del carico sul rilevato:

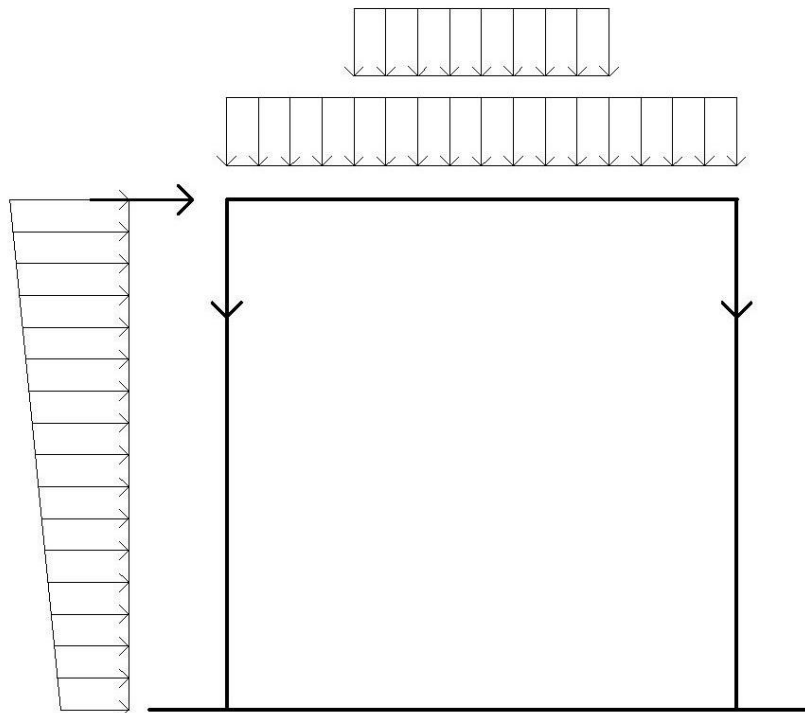


APPROVATO SDP

CDC9 massimizzazione del momento flettente all'incastro tra piedritto e soletta superiore (2)




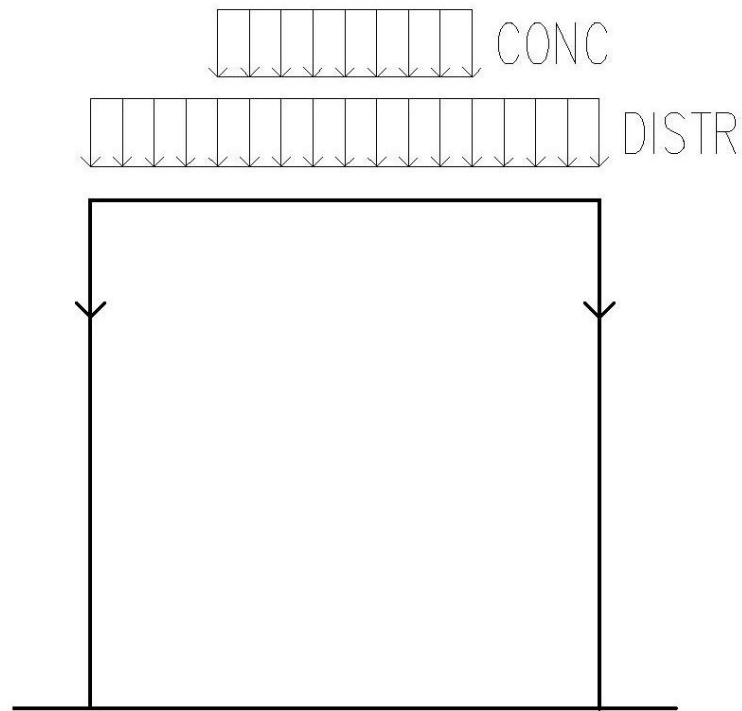
considerando lo sviluppo del carico sul rilevato:



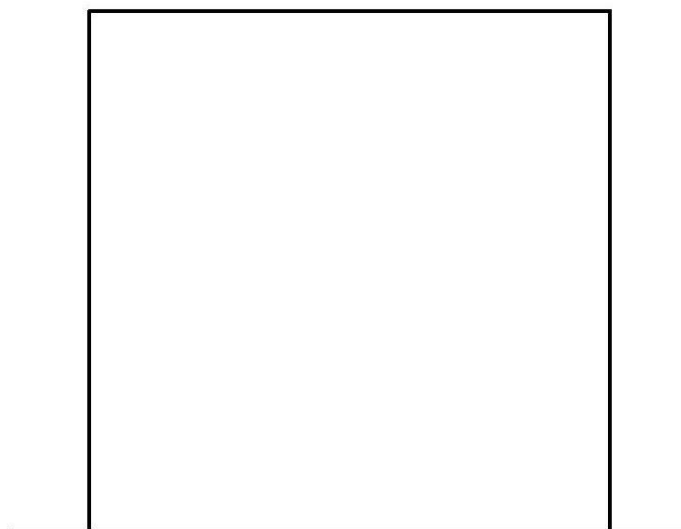
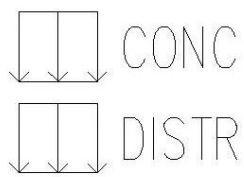
APPROVATO SDP

CDC10 massimizzazione del momento flettente nella mezzeria della soletta superiore

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 31 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------



CDC11 massimizzazione del momento flettente nella mezzeria del piedritto

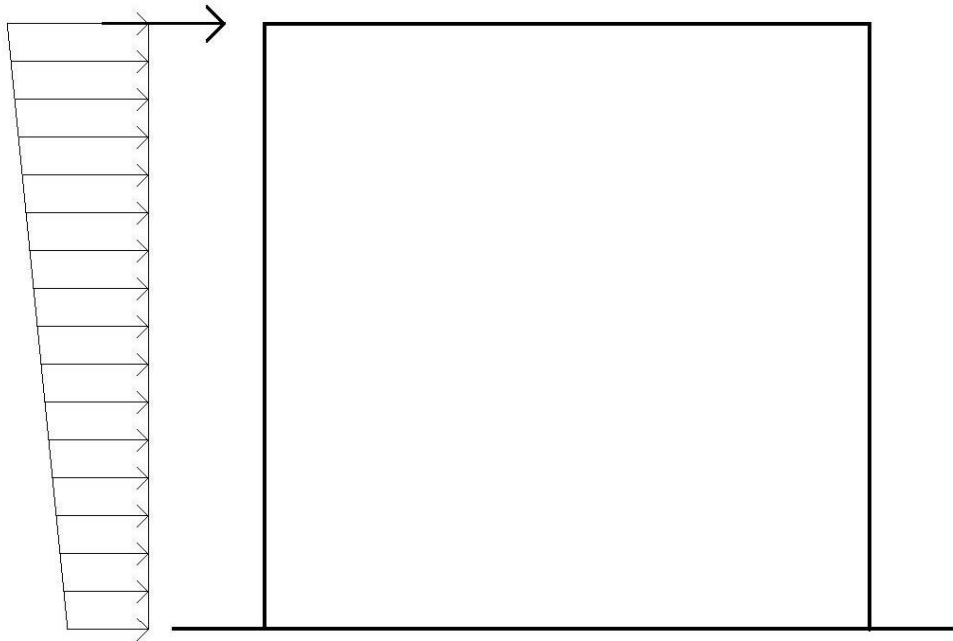


APPROVATO SDP

considerando lo sviluppo del carico sul rilevato:

Società di Progetto
Brebemi SpA



Si considerano anche i contributi dei carichi agenti sulle porzioni di struttura non presenti nella modellazione ad elementi finiti con l'introduzione di opportune forze concentrate.

8.1.7 CdC 12-13: Azioni da traffico transitante all'interno della struttura scatolare

Non presenti.

8.1.8 CdC 14-15: Frenatura

Il carico frenante di normativa (q_3 , paragrafo 5.1.3.5 delle NT) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, il quale viene ripartito sulla larghezza collaborante (L) e sulla larghezza dello scatolare:

$$q_3 = 0.60 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L =$$
$$= 0.60 \times 2 \times [2 \times 150] + 0.10 \times 9 \times 3 \times 9.2 = 384.84 \text{ kN.}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare.


Il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta si ottiene considerando che il carico di frenatura è applicato sulla larghezza della corsia e sulla lunghezza L:

$$L_{fl} = 3.00 + 2 \times (0.15 + 1.35 \times \text{tg}35 + 0.8/2) = 5.795 \text{ m.}$$

$$L_{ft} = 9.20 + 2 \times (0.15 + 1.35 \times \text{tg}35 + 0.8/2) = 12.191 \text{ m.}$$

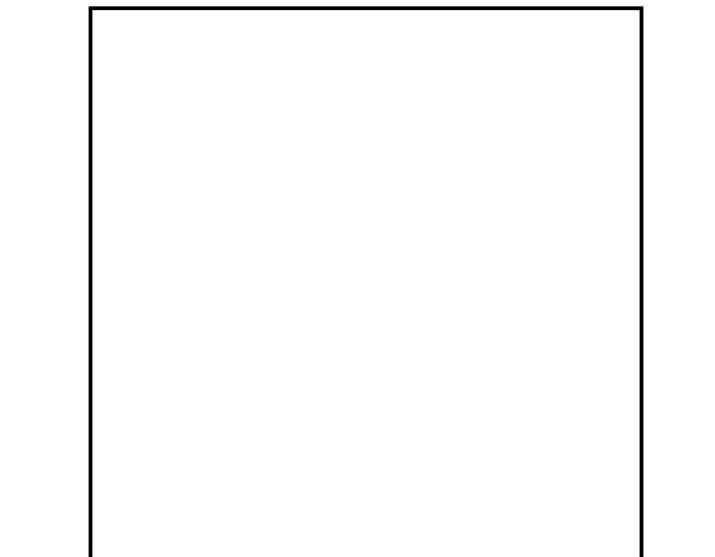
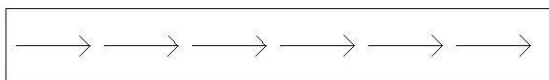
Si ottiene pertanto il seguente valore di azione uniformemente distribuita sulla soletta superiore:

$$q_{3,dis} = 5.447 \text{ kN/m}^2.$$

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 33 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

Si considerano due condizioni di carico:

CDC14 frenatura agente dal lato sinistro al lato destro dello scatolare



CDC15 frenatura agente dal lato destro al lato sinistro dello scatolare.

8.1.9 CdC 16-17: Azione sismica

Per le combinazioni di carico contemplanti l'azione sismica è stata condotta una implementazione numerica separata, condotta con idoneo codice di calcolo di tipo geotecnico descritto al successivo capitolo **Errore**.
L'origine riferimento non è stata trovata..

8.1.10 CdC 18-21: Azioni termiche

Si considerano gli effetti dovuti alle variazioni termiche.

Il coefficiente di dilatazione termica è assunto pari a:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

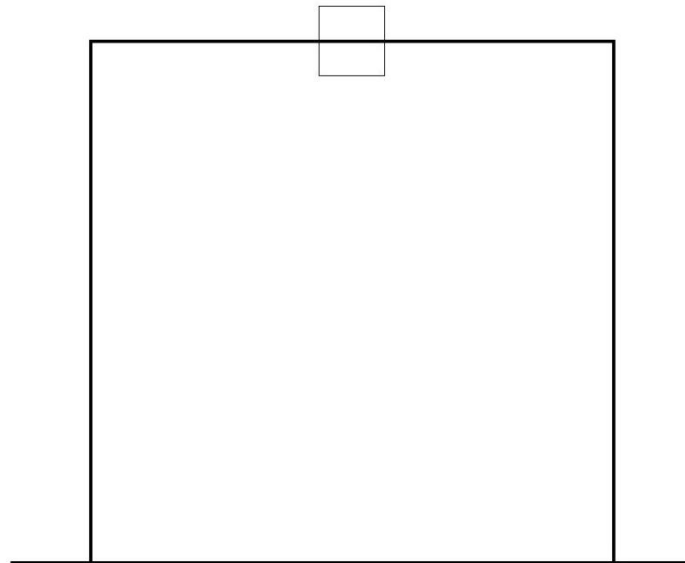
In particolare, si considera:

CDC18 una variazione termica uniforme di -10°C sulla soletta superiore
dunque: $\varepsilon = \alpha \Delta t = -10^{-4}$.

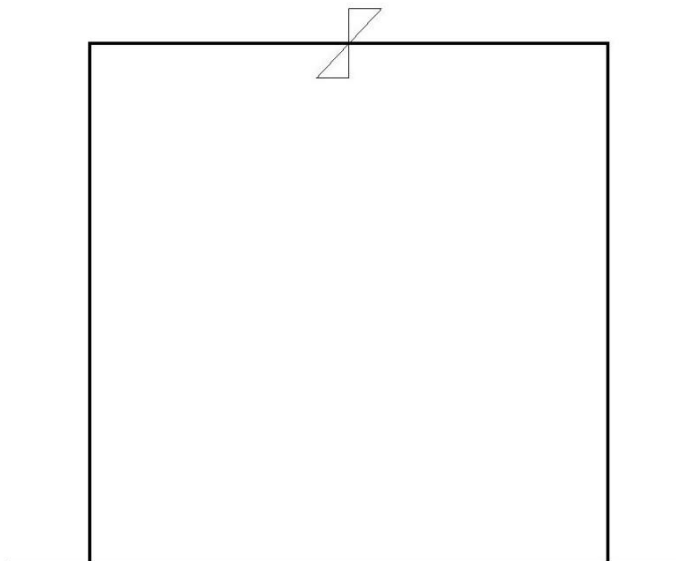
CDC19 una variazione termica uniforme di $+10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore
dunque: $\varepsilon = \alpha \Delta t = +10^{-4}$.

Società di Progetto
Brebemi SpA





- CDC20 un salto termico di 5°C, lineare nello spessore della soletta superiore, estradosso più caldo dell'intradosso
- CDC21 un salto termico di 5°C, lineare nello spessore della soletta superiore, intradosso più caldo dell'estradosso.



APPROVATO SDP

8.1.11 CdC 22: Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

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


dove:

ε_{cs} deformazione totale per ritiro

ε_{cd} deformazione per ritiro da essiccamento

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	35 di 214

ε_{ca} deformazione per ritiro autogeno.

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

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h^* \varepsilon_{c0}$$

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

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

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

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

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

Con h_0 rapporto tra il doppio dell'area di calcestruzzo ed il perimetro esposto all'aria.

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

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante

l'espressione:

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

Assumendo come umidità relativa $U_r = 70\%$, si ottiene:

$$\varepsilon_{cs} = 0.000335$$

8.2 Combinazioni di riferimento

Si procede alla combinazione delle Condizioni Di Carico illustrate in precedenza ai fini di massimizzare le sollecitazioni della struttura scatolare.

Per i coefficienti impiegati nelle combinazioni si fa di seguito riferimento a quanto riportato nelle NT.

Si elencano le combinazioni, con la relativa sollecitazione massimizzata:

- CMB1] – CMB4] --> Minimo momento flettente incastro piedritto- soletta superiore (1)
- CMB5] – CMB8] --> Minimo momento flettente incastro piedritto- soletta superiore (2)
- CMB9] --> Massimo momento flettente mezzzeria soletta superiore

Società di Progetto
Brebemi SpA



- CMB10] --> Minimo momento flettente mezzeria soletta superiore
 CMB11] --> Massimo momento flettente mezzeria piedritto
 CMB12] – CMB15] --> Massimo momento flettente mezzeria soletta inferiore
 CMB16] – CMB19] --> Minimo momento flettente mezzeria soletta inferiore
 CMB20] --> Minimo momento flettente incastro piedritto- soletta inferiore
 CMB21] – CMB24] --> Combinazione sismica con condizioni termiche che variano.

Si procede ora alla definizione delle combinazioni secondo combinazione 1 (A1) delle NT: per i coefficienti si fa riferimento alle tabelle 5.1.IV, 5.1.V, 5.1.VI riportate di seguito.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

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

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Per quanto concerne le combinazioni agli SLU si fa riferimento alle seguenti tabelle:

 Società di Progetto
Brebemi SpA



		SLU_CMB1Fond_			SLU_CMB2Fond_			SLU_CMB3Fond_			SLU_CMB4Fond_		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q1	CDC8	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01
Q1	CDC13	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01
	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC15	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01
	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20
R	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20
	CDC22	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20

		SLU_CMB5Fond_			SLU_CMB6Fond_			SLU_CMB7Fond_			SLU_CMB8Fond_		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01
Q1	CDC13	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01
	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC15	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01
	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20
R	CDC22	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20

		SLU_CMB9Fond_			SLU_CMB10Fond_			SLU_CMB11Fond_			SLU_CMB12Fond_		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC3	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
	CDC5	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC11	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01
	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00
	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC18	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20
	CDC19	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00
	CDC20	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20
R	CDC21	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00
	CDC22	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20

		SLU_CMB13Fond_			SLU_CMB14Fond_			SLU_CMB15Fond_			SLU_CMB16Fond_		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35
	CDC6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	1.01
	CDC11	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00

Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00
	CDC13	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20
	CDC20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20
R	CDC22	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20

		SLU_CMB17Fond_			SLU_CMB18Fond_			SLU_CMB19Fond_			SLU_CMB20Fond_		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	CDC3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35
	CDC5	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
	CDC7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	1.01
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00
	CDC13	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	1.35	1.01	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	1.01
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20
	CDC19	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	1.20
	CDC21	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00
R	CDC22	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	1.20

		SLU_CMB21	SLU_CMB22
		Sismica	Sismica
G	CDC1	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00

	CDC6	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00
E	CDC16	1.00	1.00
	CDC17	0.30	0.30
Q3 T	CDC18	0.50	0.00
	CDC19	0.00	0.50
	CDC20	0.00	0.00
	CDC21	0.00	0.00
R	CDC22	0.50	0.50

Per quanto concerne le combinazioni agli SLE Rara si fa riferimento alle seguenti tabelle:

		SLE_CMB1_Rara			SLE_CMB2_Rara			SLE_CMB3_Rara			SLE_CMB4_Rara		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00
R	CDC22	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00

		SLE_CMB5_Rara			SLE_CMB6_Rara			SLE_CMB7_Rara			SLE_CMB8_Rara		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00
R	CDC22	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00

		SLE_CMB9_Rara			SLE_CMB10_Rara			SLE_CMB11_Rara			SLE_CMB12_Rara		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	1.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00
	CDC19	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC20	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00
	CDC21	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
R	CDC22	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00

		SLE_CMB13_Rara			SLE_CMB14_Rara			SLE_CMB15_Rara			SLE_CMB16_Rara		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.75	0.75
	CDC11	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00
	CDC20	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00
R	CDC22	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00

		SLE_CMB17_Rara			SLE_CMB18_Rara			SLE_CMB19_Rara			SLE_CMB20_Rara		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
	CDC5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.75	0.75
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	CDC10	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.75	0.75
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00
	CDC19	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00
	CDC21	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
R	CDC22	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00

Per quanto concerne le combinazioni agli SLE Frequente si fa riferimento alle seguenti tabelle:

		SLE_CMB1_Freq			SLE_CMB2_Freq			SLE_CMB3_Freq			SLE_CMB4_Freq		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60
R	CDC22	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60




		SLE_CMB5_Freq			SLE_CMB6_Freq			SLE_CMB7_Freq			SLE_CMB8_Freq		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60
R	CDC22	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60

		SLE_CMB9_Freq			SLE_CMB10_Freq			SLE_CMB11_Freq			SLE_CMB12_Freq		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60
	CDC19	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
	CDC20	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60
	CDC21	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
R	CDC22	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60

		SLE_CMB13_Freq			SLE_CMB14_Freq			SLE_CMB15_Freq			SLE_CMB16_Freq		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
	CDC11	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60
	CDC20	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60
R	CDC22	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60

		SLE_CMB17_Freq			SLE_CMB18_Freq			SLE_CMB19_Freq			SLE_CMB20_Freq		
		uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre	uno	due	tre
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
	CDC5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60
	CDC19	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.60

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	47 di 214

	CDC21	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
R	CDC22	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.60

Per quanto concerne le combinazioni agli SLE Quasi Permanente si fa riferimento alle seguenti tabelle:

		SLE_CMB1_Qp	SLE_CMB2_Qp	SLE_CMB3_Qp	SLE_CMB4_Qp
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC19	0.50	0.50	0.50	0.50
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.50	0.50	0.50	0.50
R	CDC22	0.50	0.50	0.50	0.50

		SLE_CMB5_Qp	SLE_CMB6_Qp	SLE_CMB7_Qp	SLE_CMB8_Qp
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	CDC19	0.50	0.50	0.50	0.50
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC21	0.50	0.50	0.50	0.50
R	CDC22	0.50	0.50	0.50	0.50

		SLE_CMB9_Qp	SLE_CMB10_Qp	SLE_CMB11_Qp	SLE_CMB12_Qp
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	0.00	1.00	0.00	1.00
	CDC4	0.00	0.00	1.00	0.00
	CDC5	1.00	0.00	0.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.50	0.00	0.00	0.50
	CDC19	0.00	0.50	0.50	0.00
	CDC20	0.50	0.00	0.00	0.50
	CDC21	0.00	0.50	0.50	0.00
R	CDC22	0.50	0.50	0.50	0.50

		SLE_CMB13_Qp	SLE_CMB14_Qp	SLE_CMB15_Qp	SLE_CMB16_Qp
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	1.00	1.00	1.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC5	0.00	0.00	0.00	1.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	49 di 214

	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.50	0.50	0.50	0.00
	CDC19	0.00	0.00	0.00	0.50
	CDC20	0.50	0.50	0.50	0.00
	CDC21	0.00	0.00	0.00	0.50
	R	CDC22	0.50	0.50	0.50

		SLE_CMB17_Qp	SLE_CMB18_Qp	SLE_CMB19_Qp	SLE_CMB20_Qp
G	CDC1	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC2	1.00	1.00	1.00	1.00
	CDC3	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC4	0.00	0.00	0.00	1.00
	CDC5	1.00	1.00	1.00	0.00
	CDC6	1.00	1.00	1.00	0.00
	CDC7	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1	CDC8	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC9	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC10	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC11	0.00	0.00	0.00	0.00
Q2	CDC12	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC13	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	CDC14	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC15	0.00	0.00	0.00	0.00
E	CDC16	0.00	0.00	0.00	0.00
	CDC17	0.00	0.00	0.00	0.00
Q3 T	CDC18	0.00	0.00	0.00	0.50
	CDC19	0.50	0.50	0.50	0.00
	CDC20	0.00	0.00	0.00	0.50
	CDC21	0.50	0.50	0.50	0.00
R	CDC22	0.50	0.50	0.50	0.50

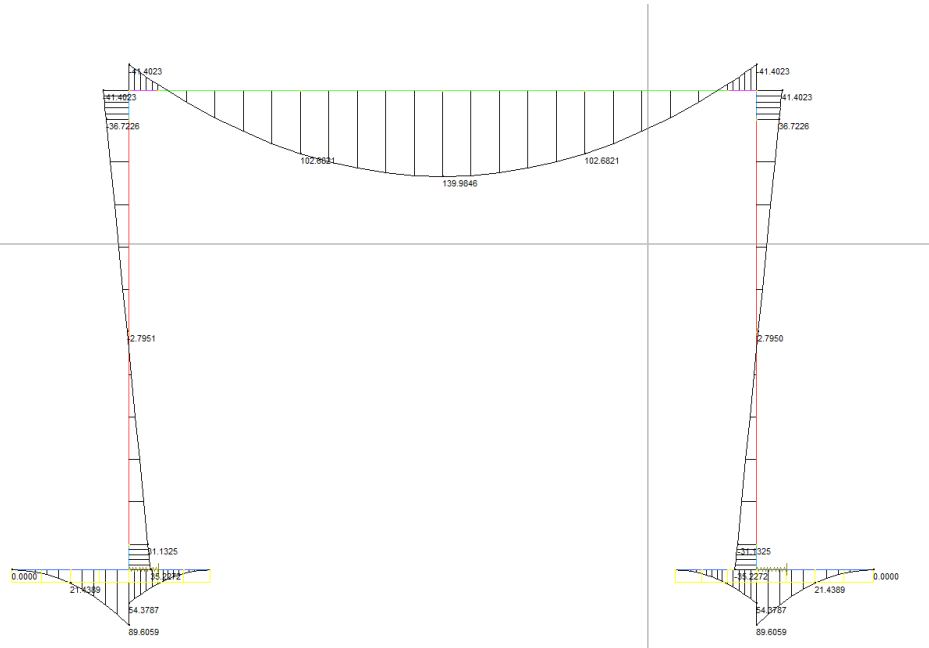
APPROVATO SDP

8.3 Sollecitazioni di riferimento

Si riportano le sollecitazioni (in termini di momento flettente) in riferimento a ciascuna condizione elementare di carico al loro valore caratteristico.

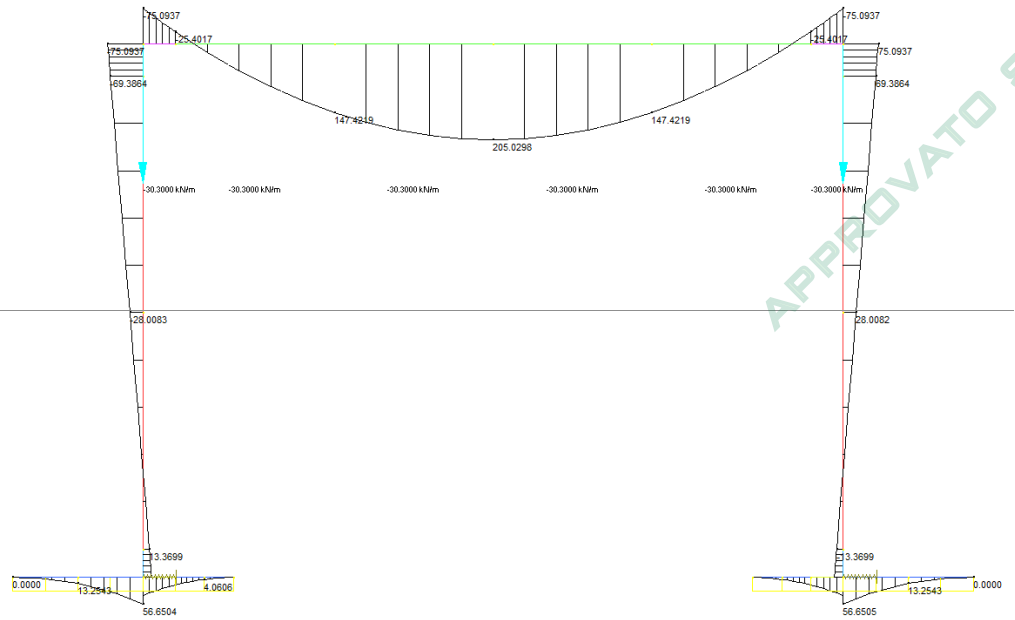
8.3.1 CDC1: Peso proprio

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-41.4023	139.9846
	[Bm.6]	[Bm.10]



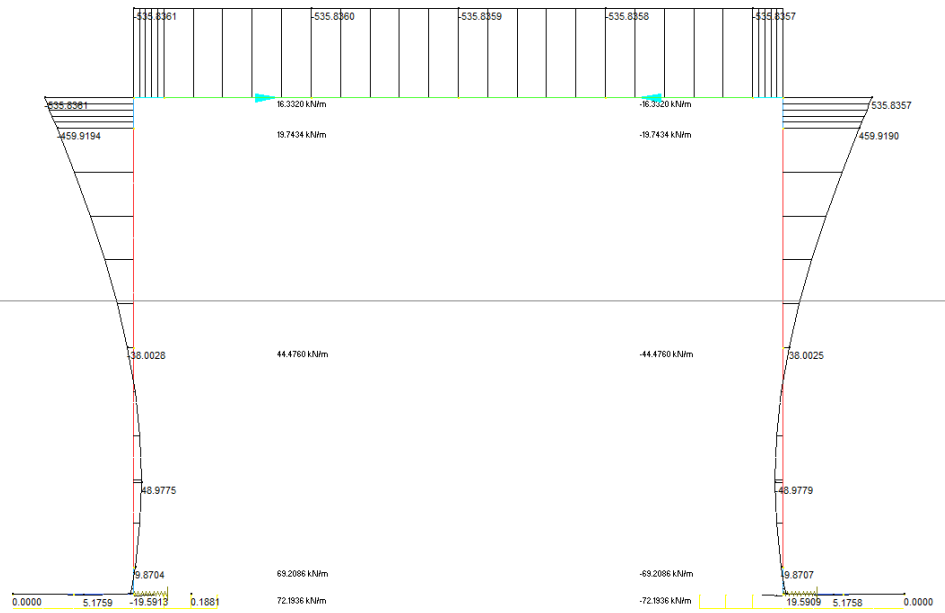
8.3.2 CDC2: Permanenti portati

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-75.0937	205.0298
	[Bm.5]	[Bm.10]



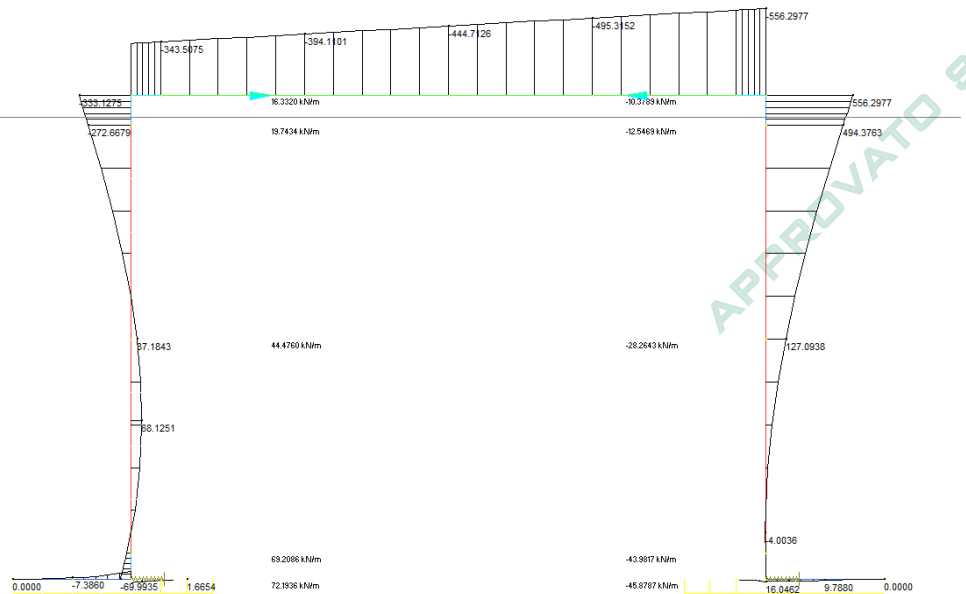
8.3.3 CDC3: Spinta a riposo simmetrica

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-535.8361	535.8357
[Bm.6]	[Bm.6]	[Bm.6]



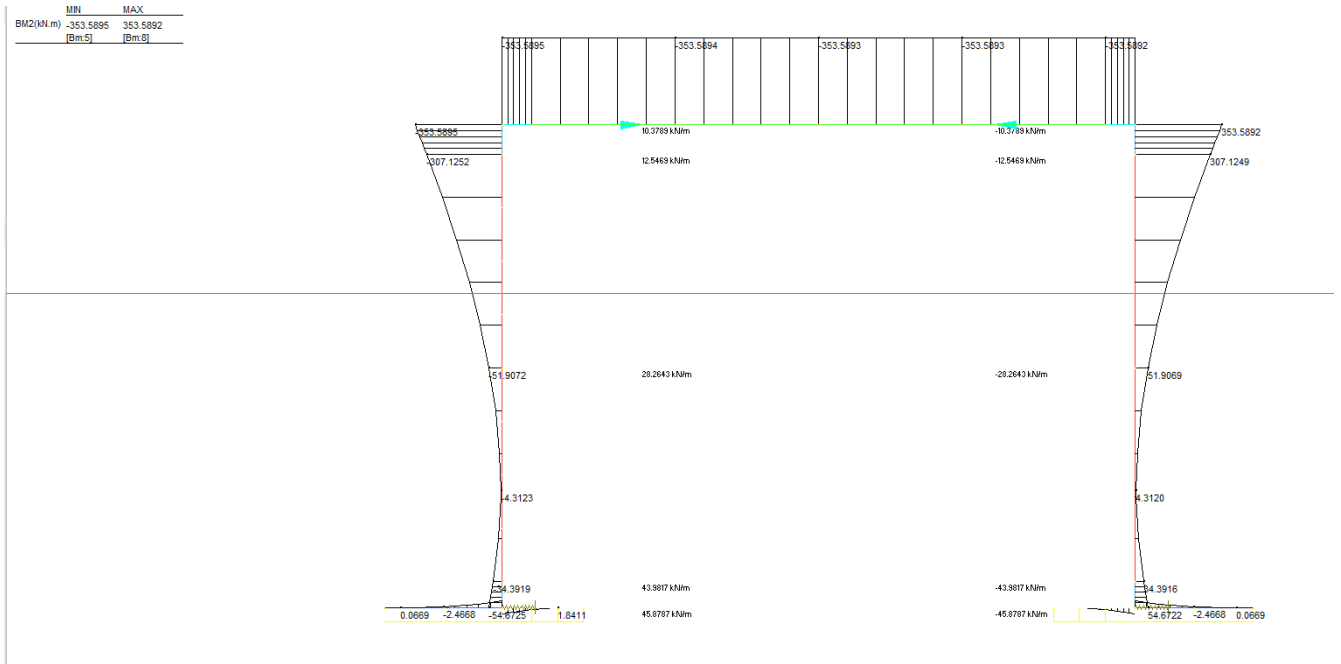
8.3.4 CDC4: Spinta a riposo sinistra attiva destra

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-556.2977	556.2977
[Bm.7]	[Bm.8]	[Bm.8]

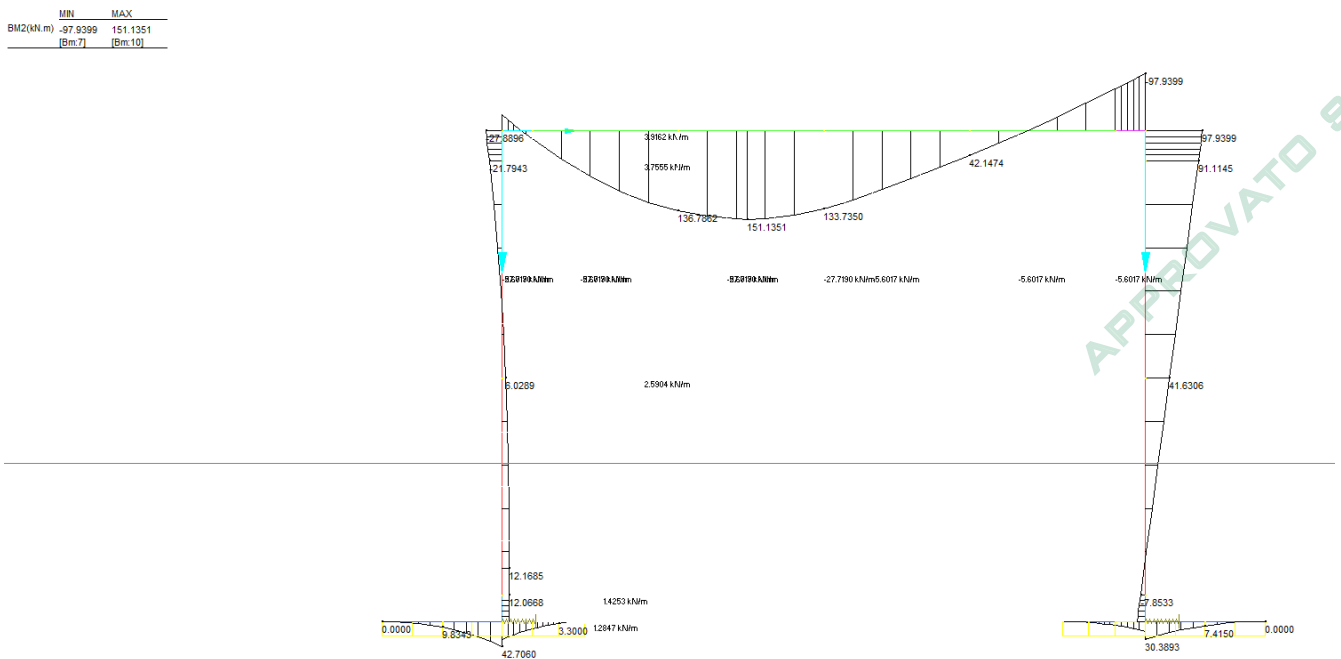


APPROVATO SDP

8.3.5 CDC5: Spinta attiva simmetrica



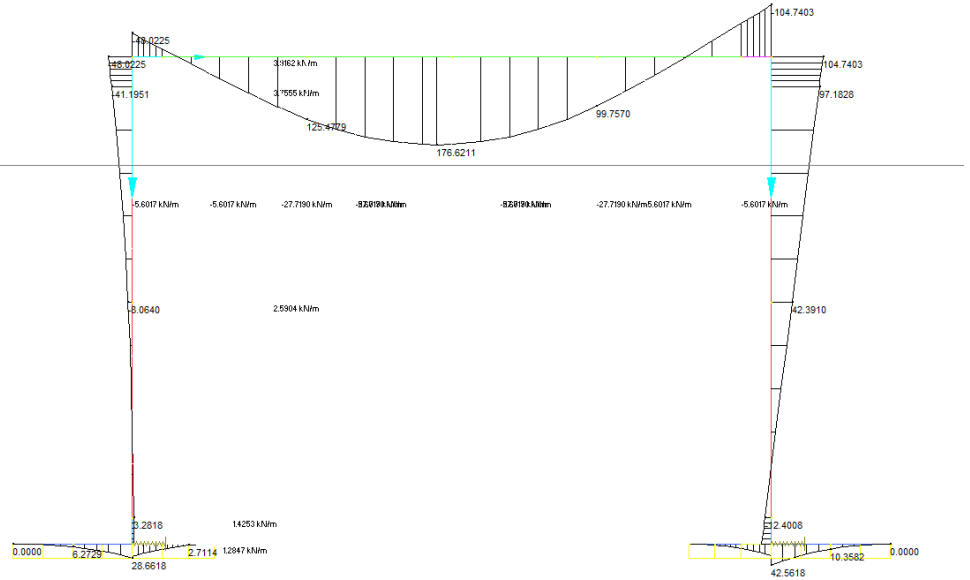
8.3.6 CDC8: Accidentali da traffico M- incastro piedritto sol sup (1)



APPROVATO SDP

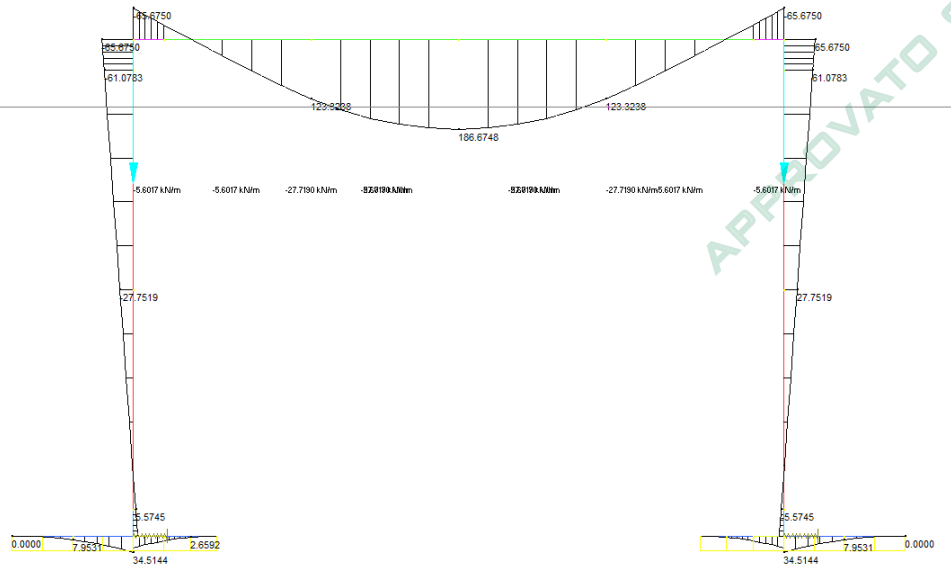
8.3.7 CDC9: Accidentali da traffico M- incastro piedritto sol sup (2)

	MN	MAX
BM2(kN.m)	-104.7403	176.6211
	[Bm.7]	[Bm.10]



8.3.8 CDC10: Accidentali da traffico M+ sol sup

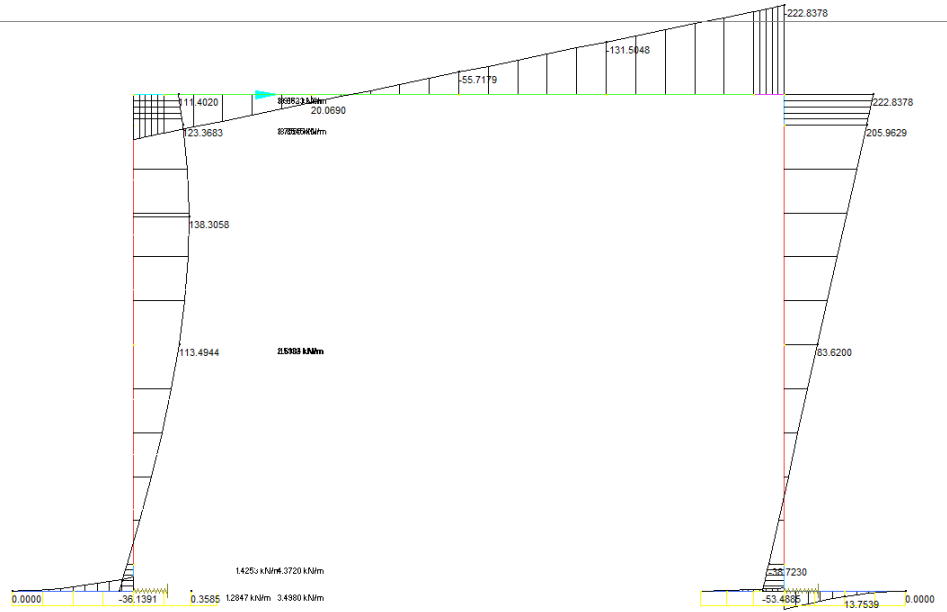
	MN	MAX
BM2(kN.m)	-65.6750	186.6748
	[Bm.6]	[Bm.10]



APPROVATO SDP

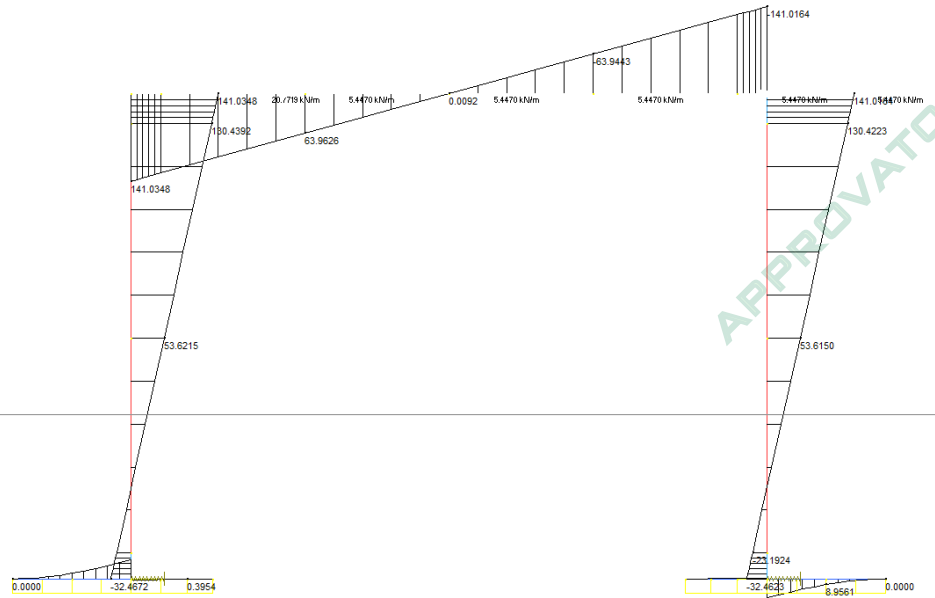
8.3.9 CDC11: Accidentali da traffico M+ piedritto

	MIN	MAX
SM2(KN.m)	-222.8378	222.8378
[Bm.7]	[Bm.9]	



8.3.10 CDC14: Accidentali da traffico frenatura sx-dx

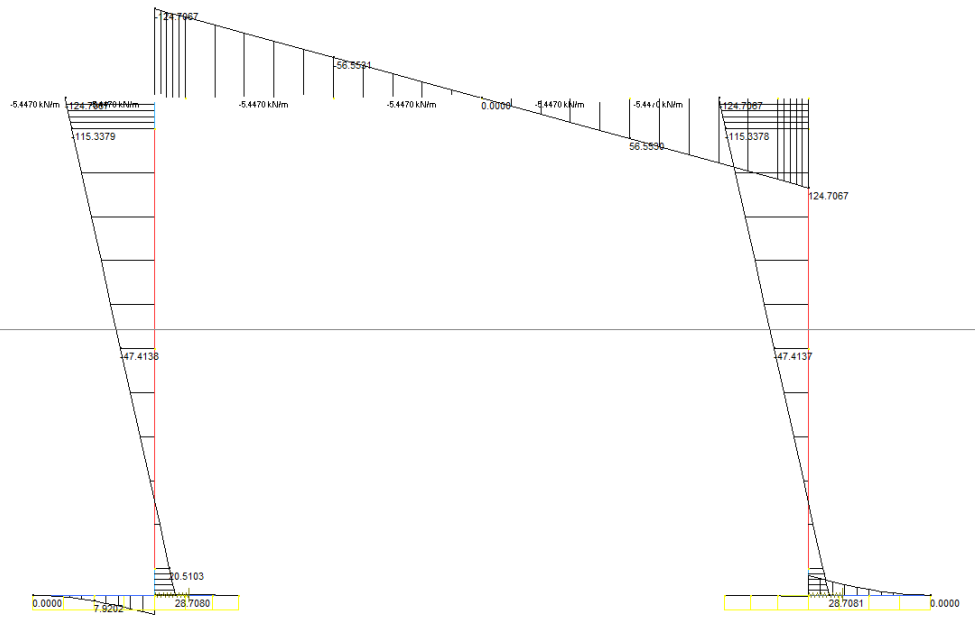
	MIN	MAX
BM2(KN.m)	-141.0164	141.0348
[Bm.7]	[Bm.5]	



APPROVATO SDP

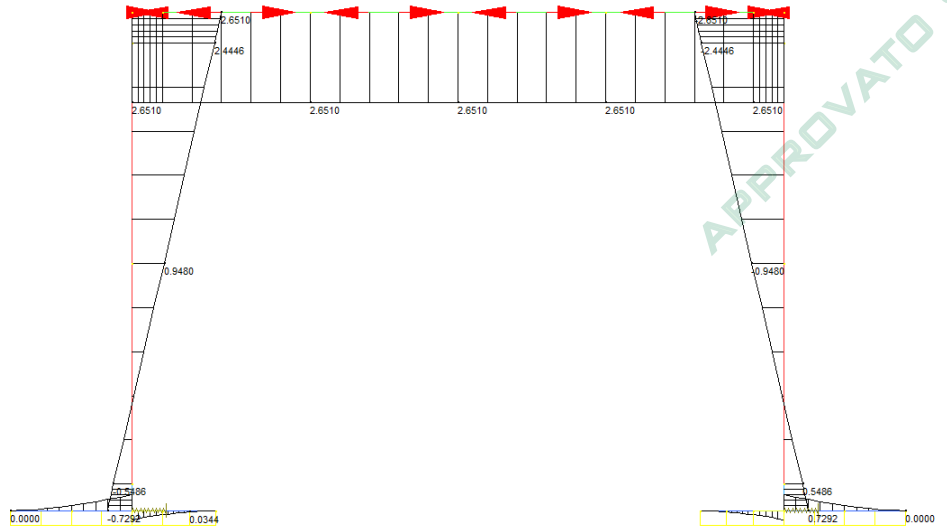
8.3.11 CDC15: Accidentali da traffico frenatura dx-sx

MN	MAX
BM2(kN.m)	-124.7067 124.7067
[Bm.6]	[Bm.7]



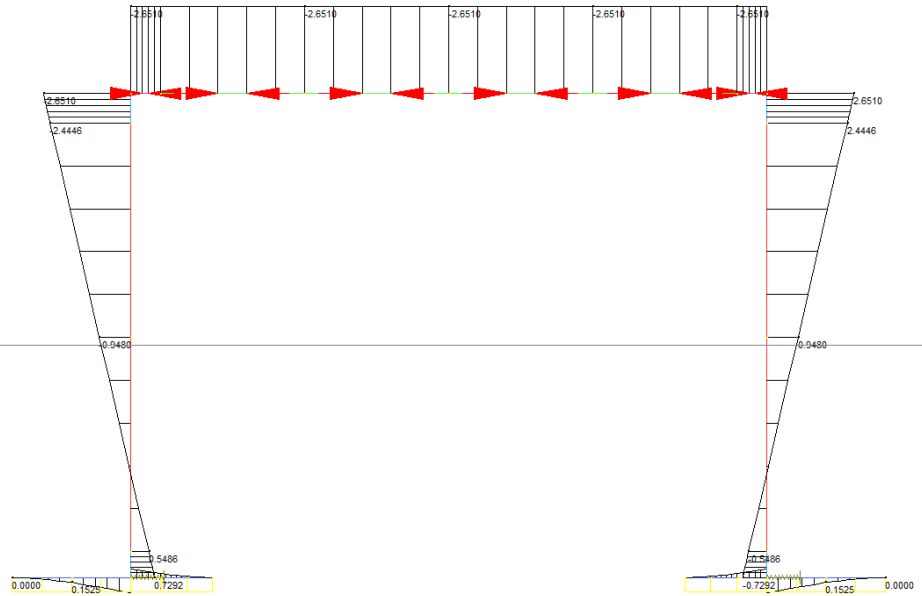
8.3.12 CDC18: Variazione termica uniforme sol sup (1)

MN	MAX
BM2(kN.m)	-2.6510 2.6510
[Bm.6]	[Bm.6]



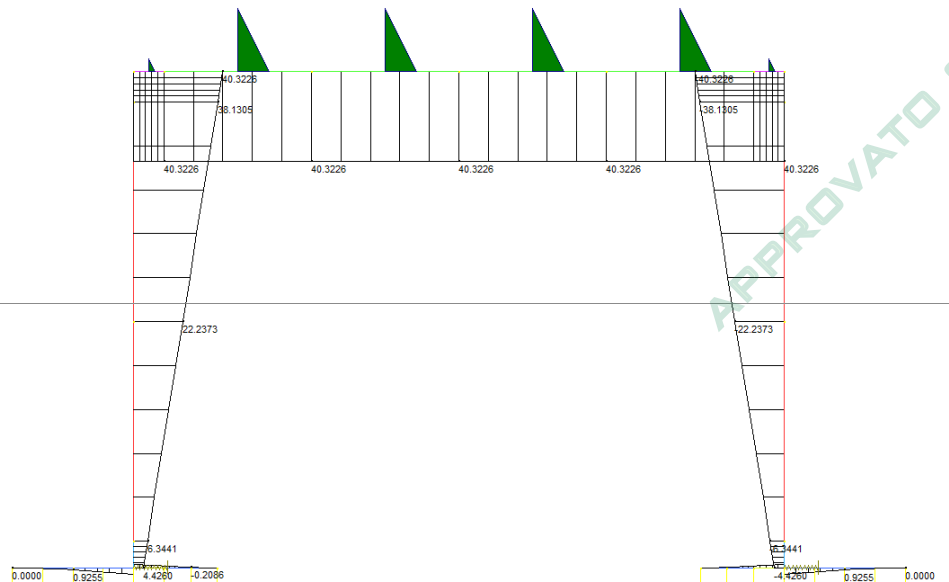
8.3.13 CDC19: Variazione termica uniforme sol sup (2)

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2.6510	2.6510
[Bm.6]	[Bm.6]	[Bm.6]

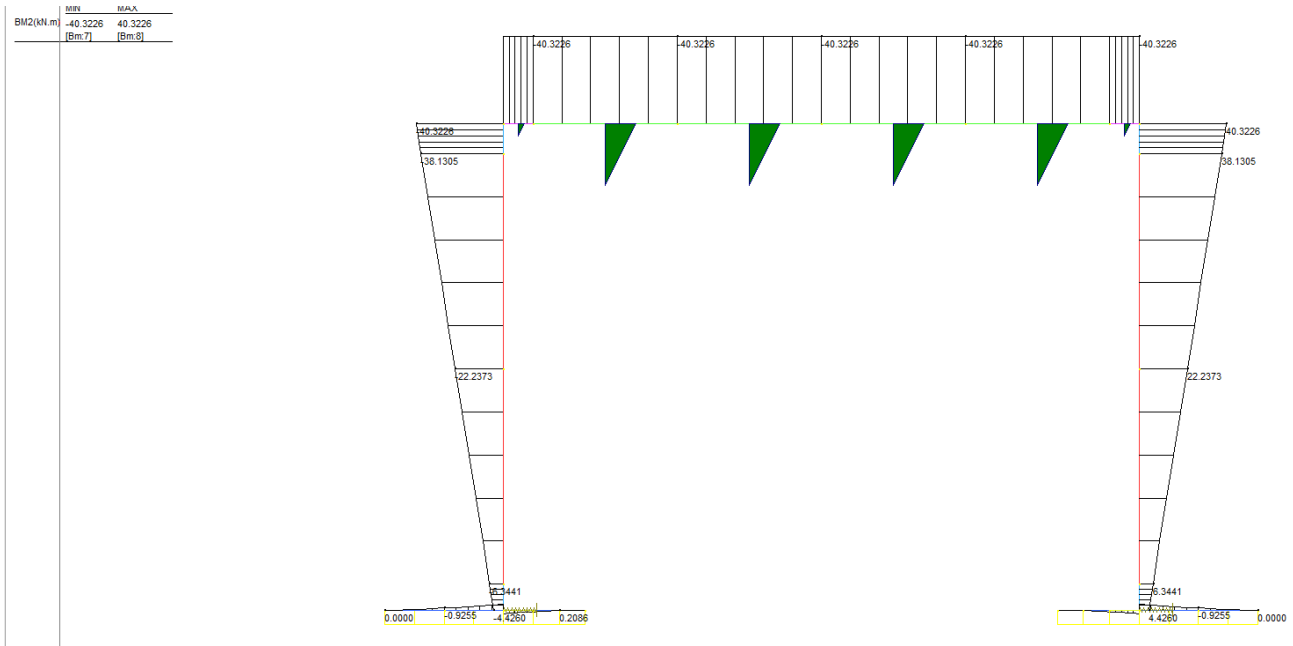


8.3.14 CDC20: Variazione termica lineare sol sup (1)

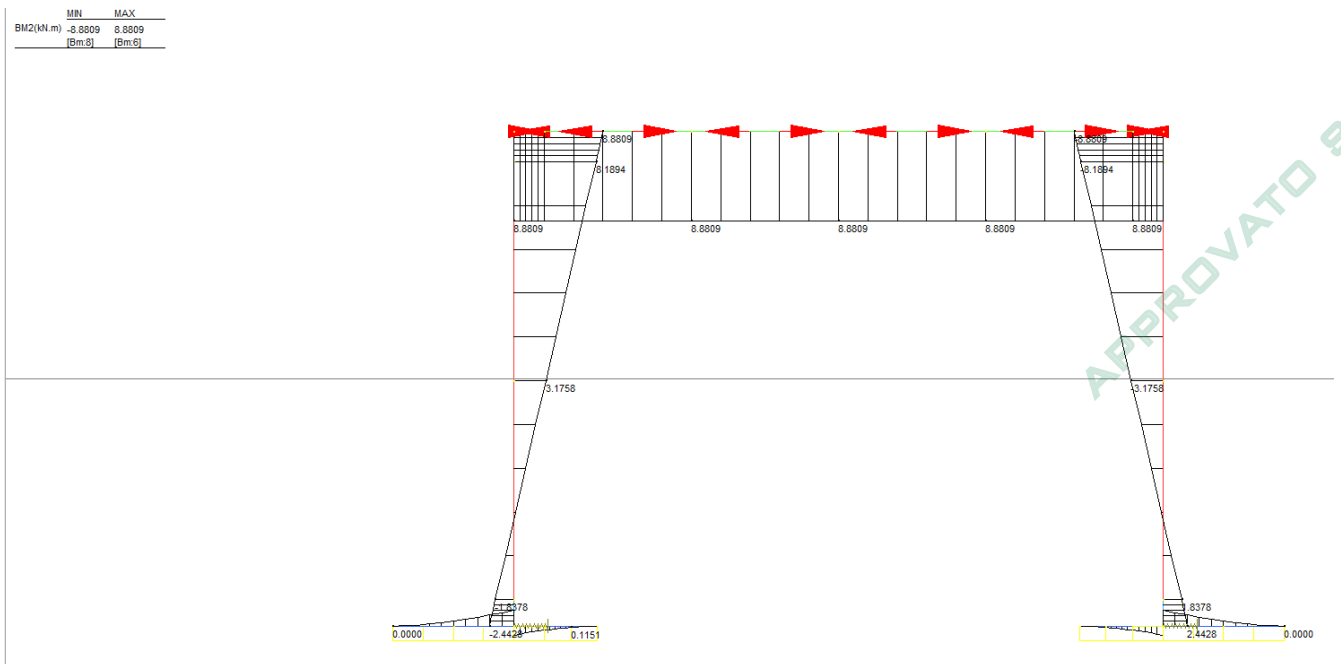
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-40.3226	40.3226
[Bm.8]	[Bm.7]	[Bm.7]



8.3.15 CDC21: Variazione termica lineare sol sup (2)



8.3.16 CDC22: Rtiro

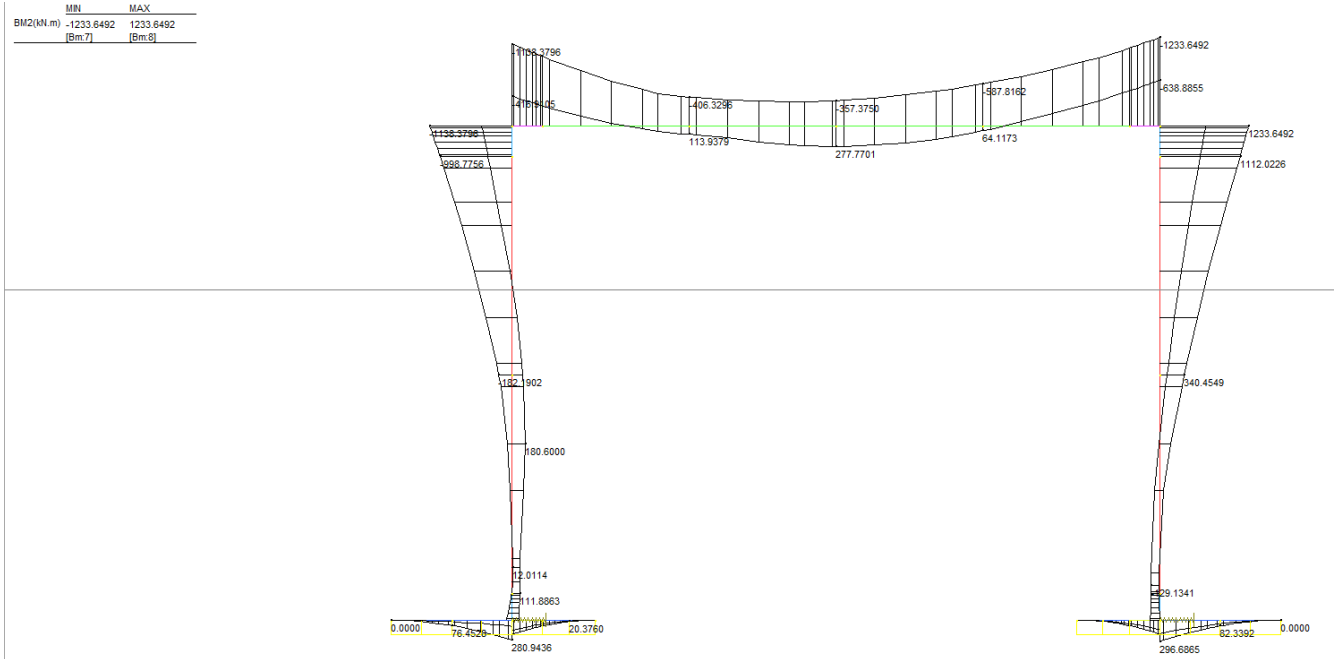


APPROVATO SDP

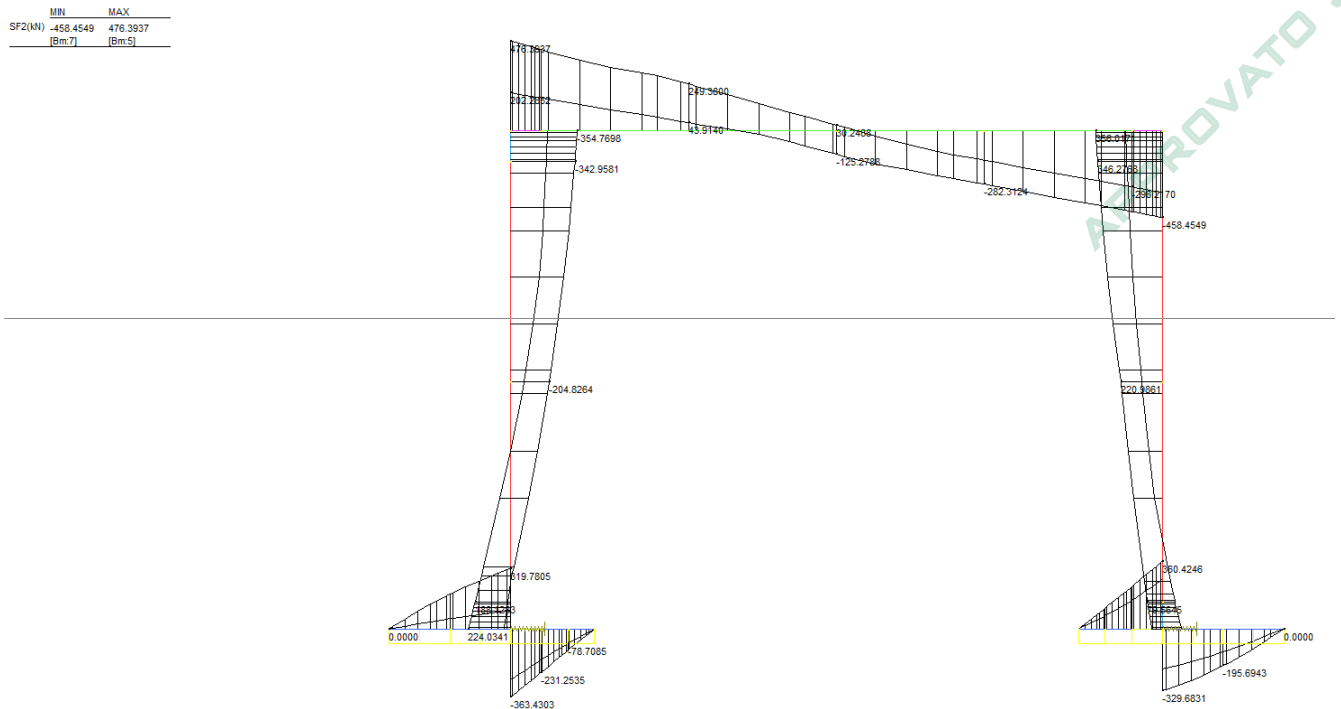
8.4 Sollecitazioni alla base delle verifiche degli elementi strutturali

8.4.1 Combinazioni di carico agli SLU

- Inviluppo sollecitazioni di momento flettente:

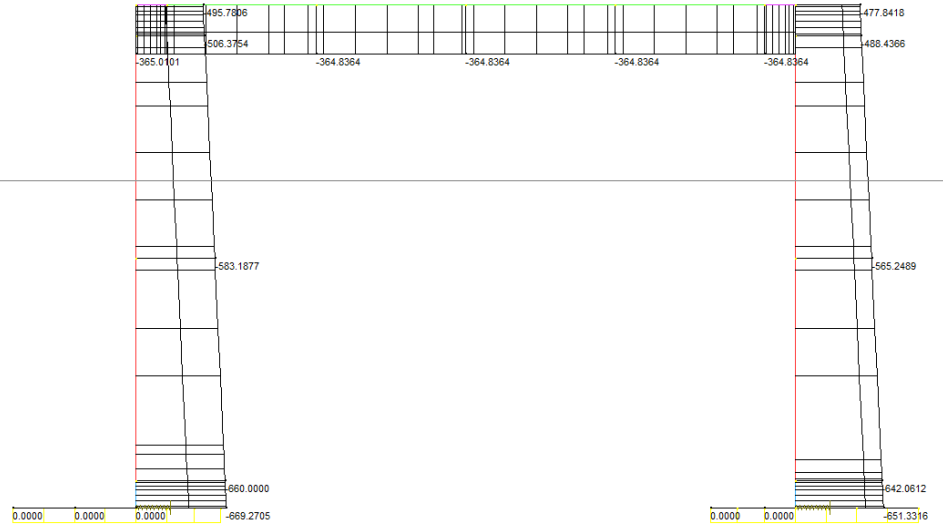


- Inviluppo sollecitazioni di taglio:



- Inviluppo sollecitazioni di sforzo normale:

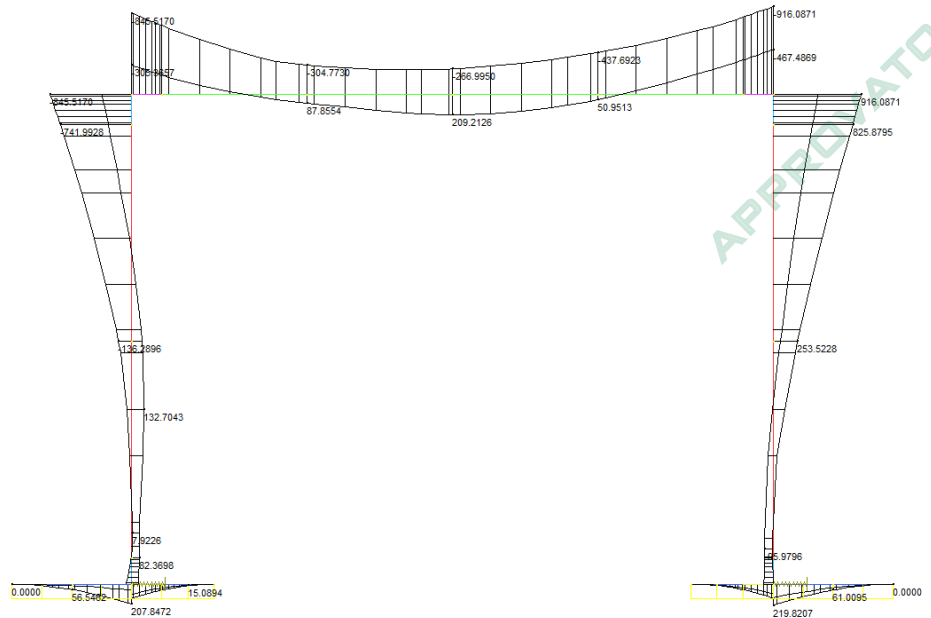
MIN	MAX	
Forze(kN)	-669.2705	0.0000
[Bm.2]	[Bm.1]	



8.4.2 Combinazioni di carico agli SLE Rare

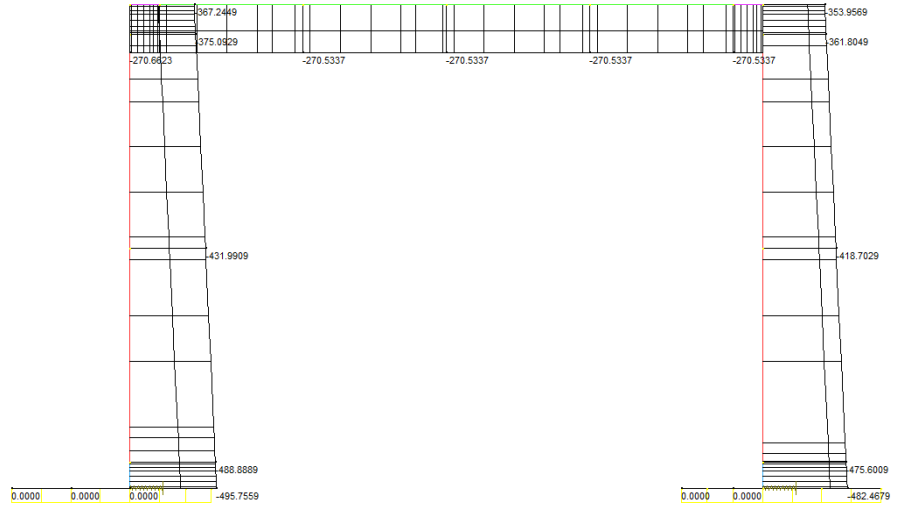
- Inviluppo sollecitazioni di momento flettente:

MIN	MAX	
BM2(kN.m)	-916.0871	916.0871
[Bm.7]	[Bm.8]	



- Involuppo sollecitazioni di sforzo normale:

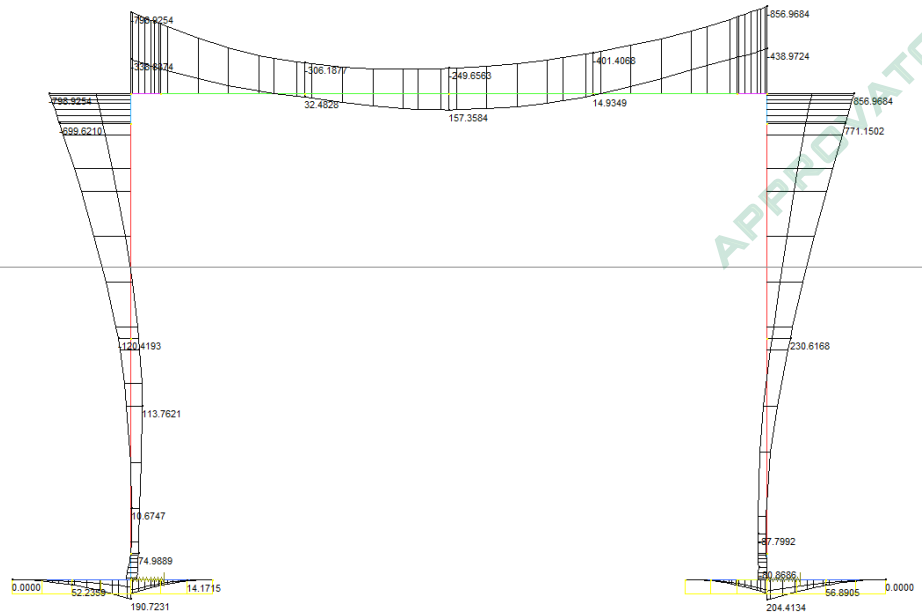
	MIN	MAX
Force (kN)	-495.7559	0.0000
	[Bm.2]	[Bm.1]



8.4.3 Combinazioni di carico agli SLE Frequenti

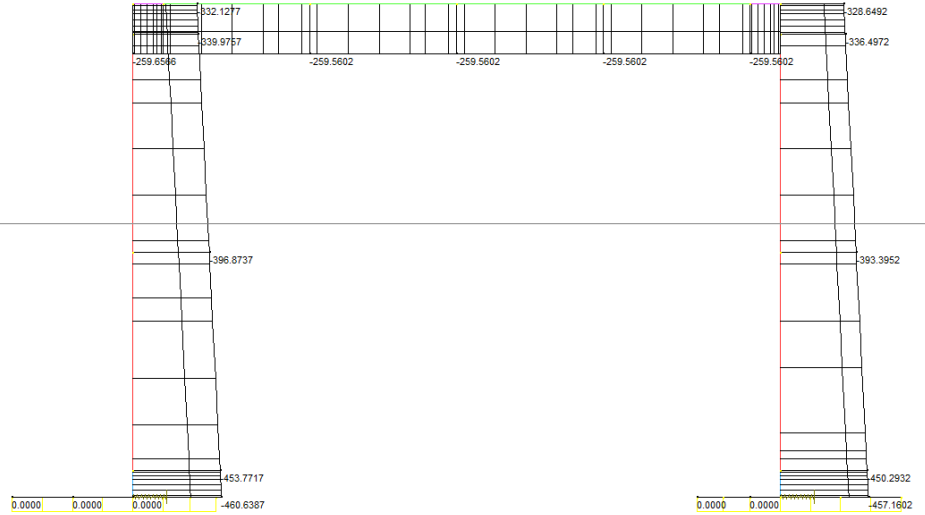
- Involuppo sollecitazioni di momento flettente:

	MIN	MAX
BM2 (kN.m)	-856.9684	856.9684
	[Bm.7]	[Bm.8]



- Inviluppo sollecitazioni di sforzo normale:

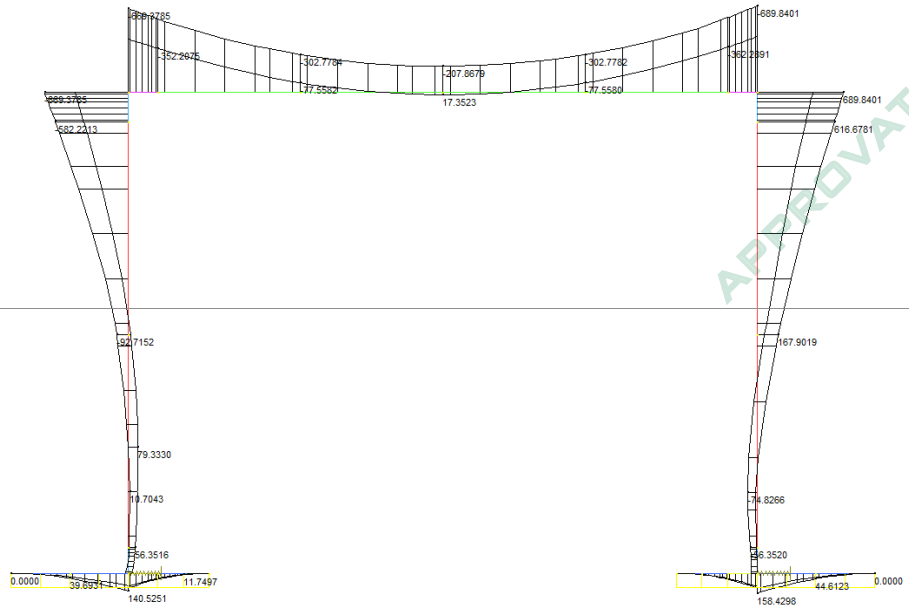
	MIN	MAX
Force(kN)	-460.6387	0.0000
	[Bm.2]	[Bm.1]



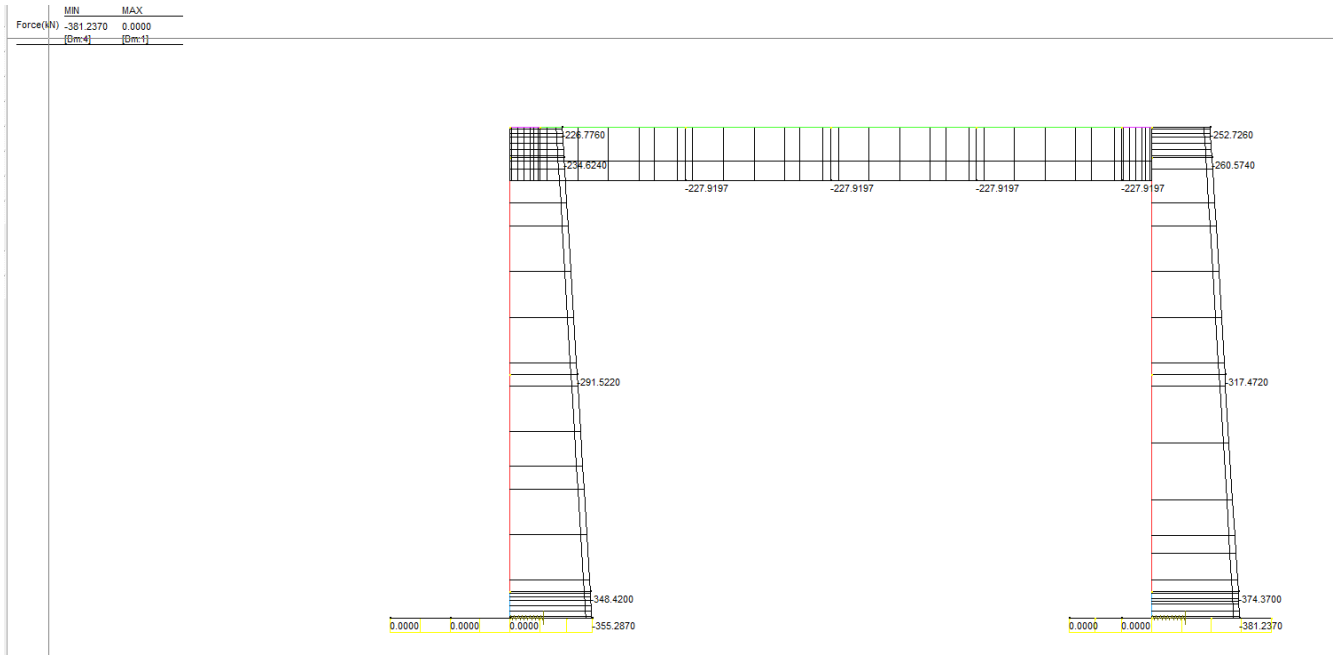
8.4.4 Combinazioni di carico agli SLE Quasi Permanenti


- Inviluppo sollecitazioni di momento flettente:

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-689.8401	689.8401
	[Bm.7]	[Bm.8]



- Inviluppo sollecitazioni di sforzo normale:



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 63 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

9. ANALISI DELLA STRUTTURA IN CONDIZIONI SISMICHE

Al fine di analizzare in maniera corretta ed esaustiva il comportamento e l'interazione della struttura con il terreno circostante in condizioni statiche e soprattutto sismiche è stato realizzato un modello di calcolo tramite il software di modellazione geotecnica Plaxis2D.

9.1 Codice di calcolo

PLAXIS vers. 8.2, Plaxis B.V., Delft, Olanda (FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES) è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric).

Nel caso specifico si è deciso di utilizzare un modello elastoplastico tipo Mohr Coulomb. Il terreno viene schematizzato mediante un insieme di elementi finiti di forma triangolare a sei o quindici nodi; in particolare, il triangolo a quindici nodi, adottato nei seguenti modelli, fornisce un'interpolazione del quarto ordine e l'integrazione numerica adopera dodici punti di Gauss.

Per modellare strutture bidimensionali con una significativa rigidità assiale e flessionale si possono utilizzare elementi lineari del tipo "beam"; si possono inoltre inserire elementi caratterizzati da sola rigidità assiale, come geotessili e ancoraggi tra nodo e nodo.

Nel caso oggetto di studio si è schematizzata la palancola metallica come elemento "beam", mentre il tirante profondo è stato rappresentato per la parte attiva da un ancoraggio, mentre la parte passiva con l'utilizzo di un elemento geotessile.

I dati principali richiesti dal programma sono:

- geometria del sistema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 6 nodi, posizione di elementi beam, ancoraggi, geotessili, cerniere, vincoli, falda);

- caratteristiche degli elementi di terreno:

W_{dry} = peso totale dell'unità di volume di terreno emerso;

W_{wet} = peso totale dell'unità di volume di terreno immerso;

φ' = angolo d'attrito interno;

ψ = angolo di dilatanza;


E = modulo di elasticità o di Young;

G = modulo di elasticità tagliante;

ν = coefficiente di Poisson;

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 64 di 214
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

c' = coesione;

coefficienti di permeabilita' in direzione orizzontale e verticale;

tipo di comportamento (drenato o non drenato);

- caratteristiche degli elementi lineari:

EJ ed EA per gli elementi beam;

EA per ancoraggi e geotessili;

- definizione dei sistemi di carico.

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche) in passi di calcolo, ed e' possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati,

aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni. All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidezza iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato). Il controllo della convergenza, al termine della i-esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|P_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove:

ε_i = errore della i-esima iterazione;

P_i = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate; P_i può

essere definito come $\Sigma F - P$, dove P_i è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i-esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);

ΣF = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

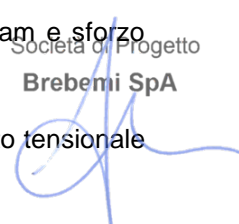
In output sono disponibili, per ogni passo:


- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione
- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi beam e sforzo normale negli ancoraggi e nei geotessili.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	65 di 214

9.2 Caratteristiche dei terreni

Si riporta di seguito la stratigrafia di progetto, desunta dalle indagini e dalla relazione geotecnica di riferimento, in termini di parametri caratteristici dei terreni.

- Terreno in sito – Ghiaia sabbiosa

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

$$\varphi'_k = 35^\circ$$

$$c'_k = 0$$

$$E = 20 \text{ MPa}$$

- Terreno di riporto a tergo opera:

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

$$\varphi'_k = 35^\circ$$

$$c'_k = 0$$

$$E = 20 \text{ MPa}$$

Il modello costitutivo adottato nella modellazione è quello del tipo “Mohr – Coulomb drained”.

La falda si attesta alla profondità di 15,90 m da p.c. originario. Di conseguenza la falda non interagisce con l'opera in parola.

9.3 Caratteristiche degli elementi strutturali

Nel modello di calcolo la soletta, i piedritti e i plinti di fondazione sono stati modellati come elementi ‘plate’ aventi caratteristiche di rigidezza equivalenti a quelle indicate di seguito; in particolare, il codice di calcolo ‘PLAXIS’ chiede di assegnare i valori di rigidezza assiale e flessionale “EA” ed “EI” di siffatti elementi, nonché il peso “w” della sezione, per metro di sviluppo.


Nella fattispecie gli elementi ‘plate’ sono stati caratterizzati come segue:

Caratteristiche degli elementi tipo ‘plate’.

n°	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]
1	Soletta e piedritti (sp = 0,80 m)	24,80E6	1,323E6	20.0	0.20

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	66 di 214

n°	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]
2	Plinto di fondazione (sp = 0,70 m)	21,70E6	8,861E5	17.5	0.20

9.4 Definizione delle azioni statiche

9.4.1 Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali e dei terreni vengono calcolati in modo automatico dal programma di calcolo.

9.4.2 Spinta del terreno

La spinta del terreno viene calcolata in automatico dal programma di calcolo in funzione delle stratigrafie inserite e della geometria della struttura.

9.4.3 Azioni variabili

Sul terrapieno a tergo dei piedritti viene applicato un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito avente valore caratteristico pari a:

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

Sulla soletta viene applicato un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito avente valore caratteristico pari a:

$$q = 30 \text{ kN/m}^2$$

9.5 Definizione delle azioni sismiche

9.5.1 Parametri sismici di progetto


I parametri sismici di progetto sono stati assunti da quanto contenuto nella relazione sismica di progetto esecutivo.

Si ha:

STATO LIMITE	a_g	F_0	T^*_c
	(g)	(-)	(g)

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	67 di 214

SALVAGUARDIA VITA	0.183	2.452	0.287
-------------------	-------	-------	-------

Con riferimento allo SLV la componente orizzontale dell'accelerazione sismica equivalente da applicare per metodi di calcolo pseudo-statici risulta pari a:

$$S_S = 1.2 \quad (\text{terreno categoria tipo B})$$

$$a_{\max} = S_S * S_T * a_g = 1.20 * 1.00 * 0.183 \text{ g} = 0.22 \text{ g}$$

Dove:

S_S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (par.3.2.3.2.1 Norme Tecniche per le Costruzioni);

S_T : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione topografica (par.3.2.3.2.1 Norme Tecniche per le Costruzioni).

In virtù di quanto sopra esposto si ricava il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = a_{\max} / g = 0.22$$

9.5.2 Spinta sismica del terreno

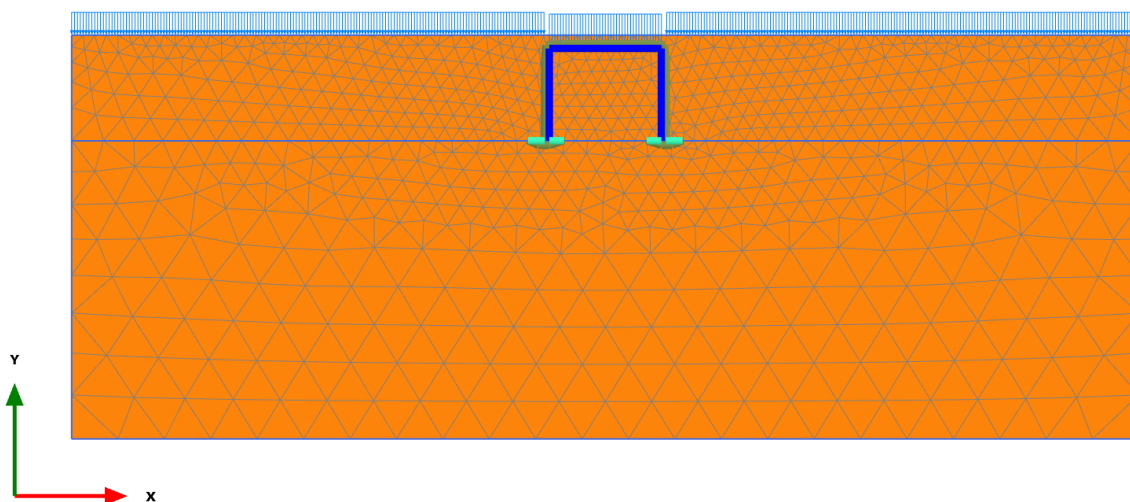
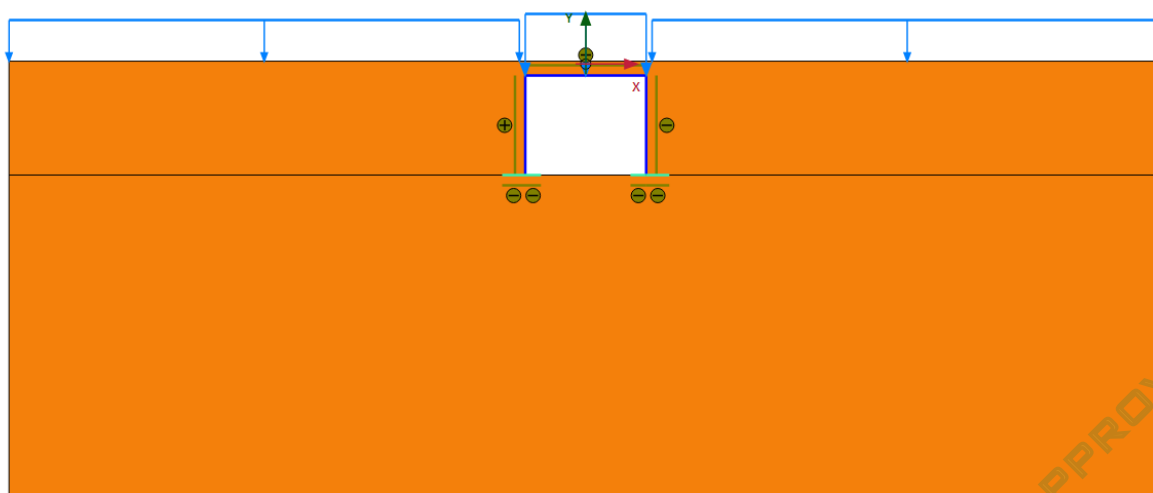
La spinta sismica del terreno viene calcolata in automatico dal programma di calcolo in funzione della stratigrafia inserita applicando l'accelerazione orizzontale k_h a tutte le masse costituenti il modello di calcolo.

9.5.3 Azioni variabili in condizioni sismiche

Tutte le azioni variabili sono state applicate in condizioni sismiche secondo il coefficiente $\Psi_{02} = 0.2$

9.6 Mesh da calcolo

Si riporta l'immagine della mesh e l'immagine del modello di calcolo in condizioni sismiche:

**Mesh di calcolo****Condizione sismica**

APPROVATO SDP

9.7 Fasi di calcolo

Si riportano nel seguito le fasi di costruzione implementate all'interno del programma Plaxis per riprodurre le reali condizioni tenso-deformative della struttura.

Si specifica che l'analisi è stata svolta considerando i parametri caratteristici dei terreni e applicando le azioni caratteristiche.

- 0) Fase di inizializzazione geostatica con terreno a quota intradosso fondazioni;
- 1) Realizzazione delle fondazioni;
- 2) Realizzazione dei piedritti;

Società di Progetto
Brebemi SpA



- 3) Realizzazione della soletta;
- 4) Riporto terreno a tergo piedritti e sopra alla soletta fino a quota progetto;
- 5) Applicazione del sovraccarico accidentale a tergo di ambo i piedritti;
- 6) Applicazione del sovraccarico accidentale a tergo di ambo i piedritti e del sovraccarico accidentale sulla soletta;
- 7) Applicazione del sovraccarico accidentale a tergo di un solo piedritto;
- 8) Analisi in condizioni sismiche.

9.8 Risultati della modellazione

Si riportano di seguito in forma tabellare i risultati della modellazione. Vengono considerati negativi gli sforzi normali di compressione.

Soletta

Vengono considerati positivi i momenti che tendono le fibre superiori.

Per la sezione di attacco col piedritto si ha:

Fase	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
4	334	-94	180
6	455	-159	303
8	1075	-330	282

Per la sezione di mezzeria si ha:

Fase	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
4	-43	-94	0
6	-180	-159	0
8	+ 307	-330	83

Piedritto

Vengono considerati positivi i momenti che tendono le fibre lato terreno.

Per la sezione di attacco con la soletta si ha:

Fase	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
4	334	-180	94
6	455	-303	159
8	1075	-282	394

APPROVATO SDP

Per la sezione a quota -1,80 m dall'attacco con la soletta si ha:

Fase	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
4	138	-216	81
6	190	-339	120
8	520	-318	263

Per le sezioni di massimo momento negativo (lato interno scatolare) si ha:

Fase	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
4	-34	-320	0
6	-63	-440	0
8	-235	-215	0

Fondazione

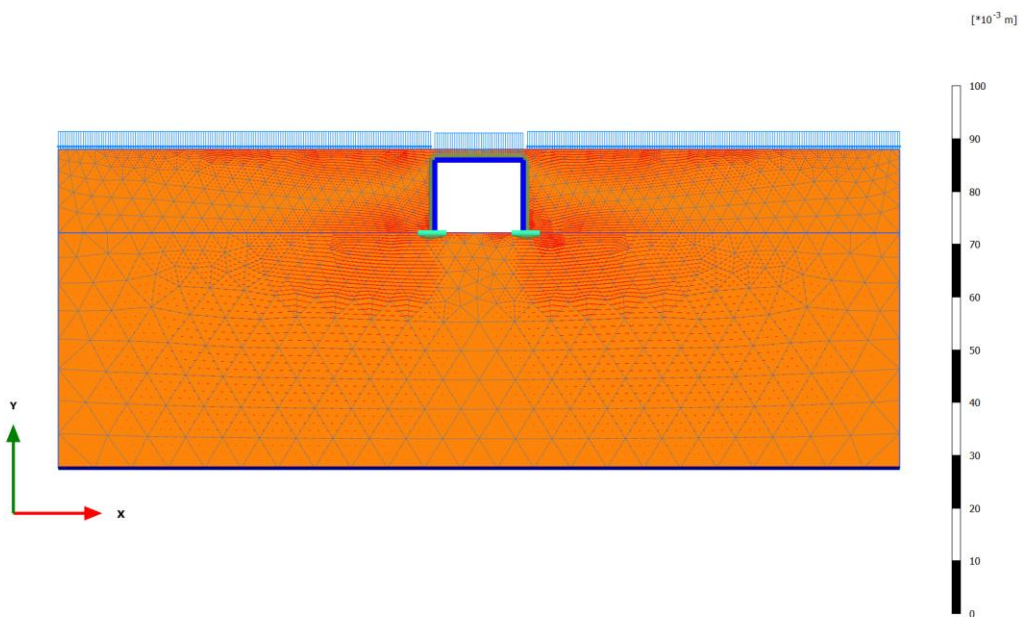
Vengono considerati positivi i momenti che tendono le fibre inferiori della fondazione.

Per la sezione maggiormente sollecitata si ha (sezione di attacco con piedritto):

Fase	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
4	110	0	236
6	176	0	280
8	210	0	230

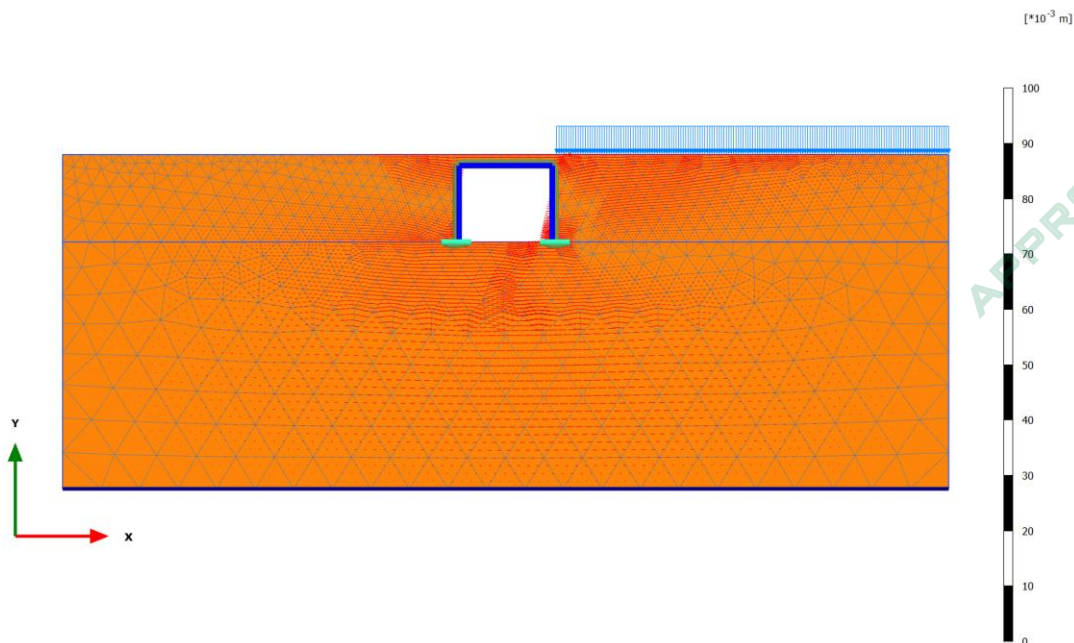
APPROVATO SDP

Si riportano nelle seguenti immagini gli output grafici in termini di diagramma di sollecitazione e deformazione sugli elementi nelle fasi maggiormente significative.



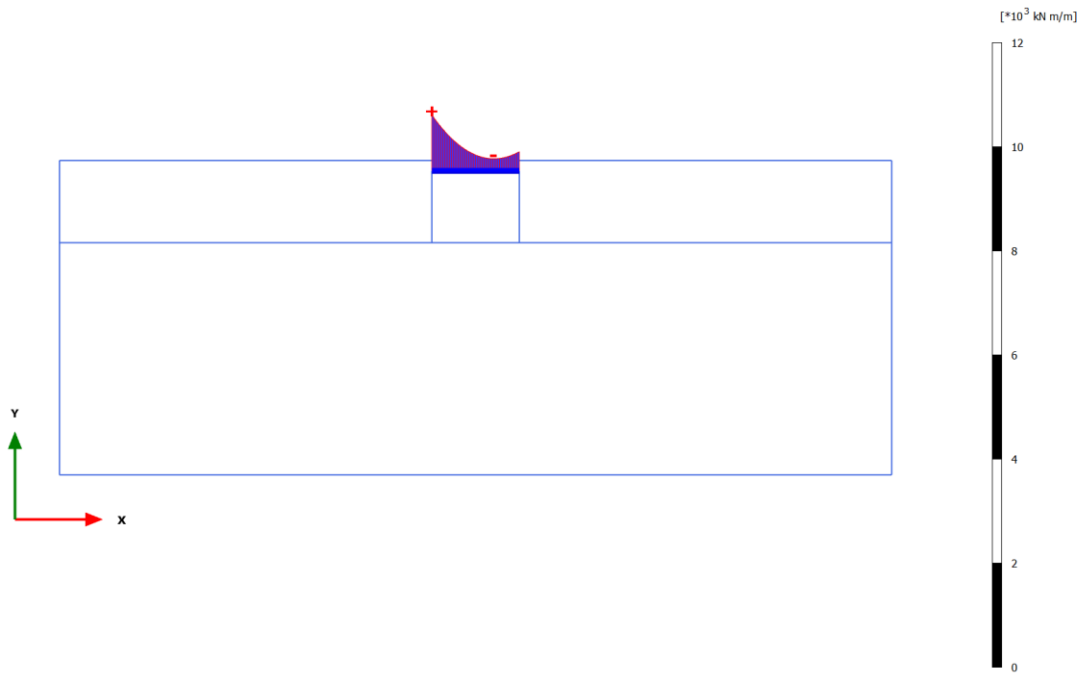
Phase displacements Pu_x (scaled up 500 times)
 Maximum value = $1,658 \cdot 10^{-3}$ m (Element 686 at Node 1061)
 Minimum value = $-1,650 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1505 at Node 6572)

Spostamenti orizzontali di fase 6



Phase displacements Pu_x (scaled up 500 times)
 Maximum value = $3,974 \cdot 10^{-3}$ m (Element 764 at Node 4215)
 Minimum value = $-2,435 \cdot 10^{-3}$ m (Element 758 at Node 7216)

Spostamenti orizzontali di fase 7

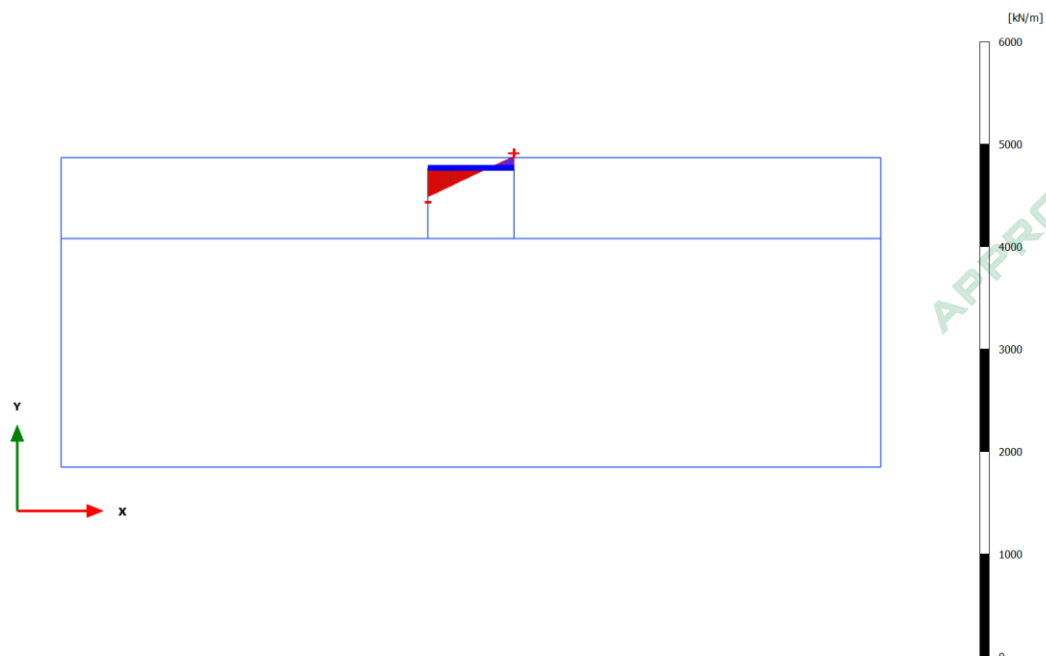


Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 1075 kN m/m (Element 1 at Node 1571)

Minimum value = 234,4 kN m/m (Element 7 at Node 3312)

Soletta - Momento flettente in fase 8 – condizioni sismiche



Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

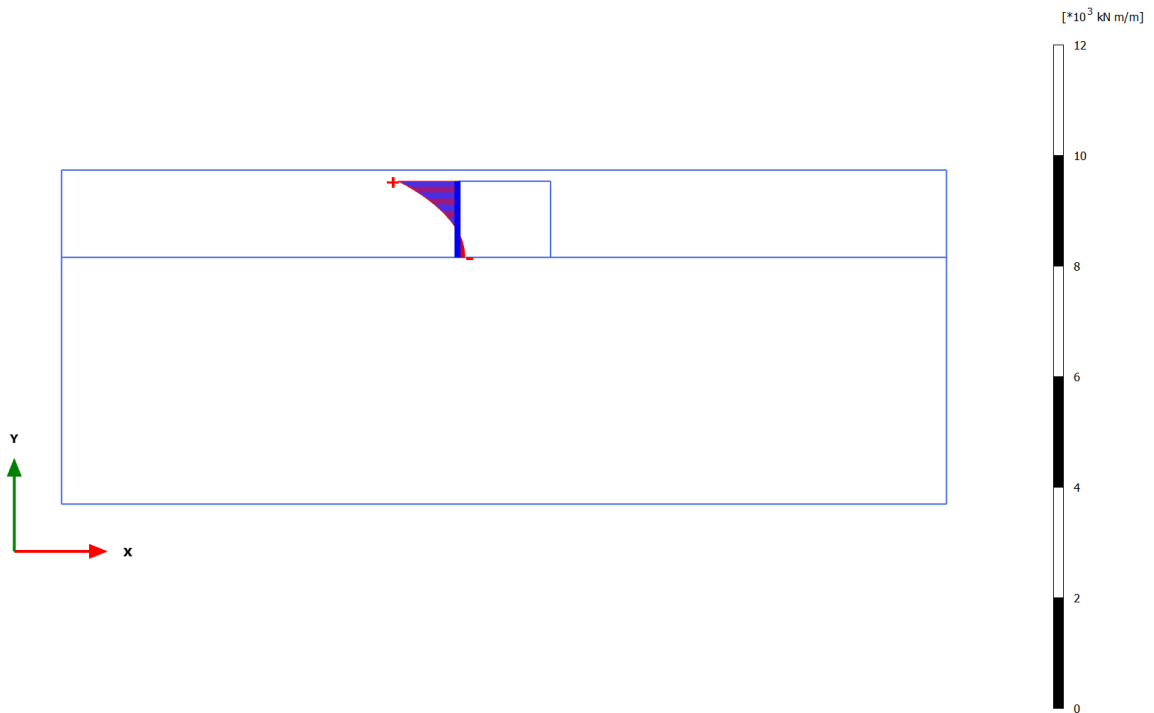
Maximum value = 111,3 kN/m (Element 10 at Node 4608)

Minimum value = -281,5 kN/m (Element 1 at Node 1571)

Soletta – Taglio in fase 8 – condizioni sismiche

Società di Progetto
Brebemi SpA



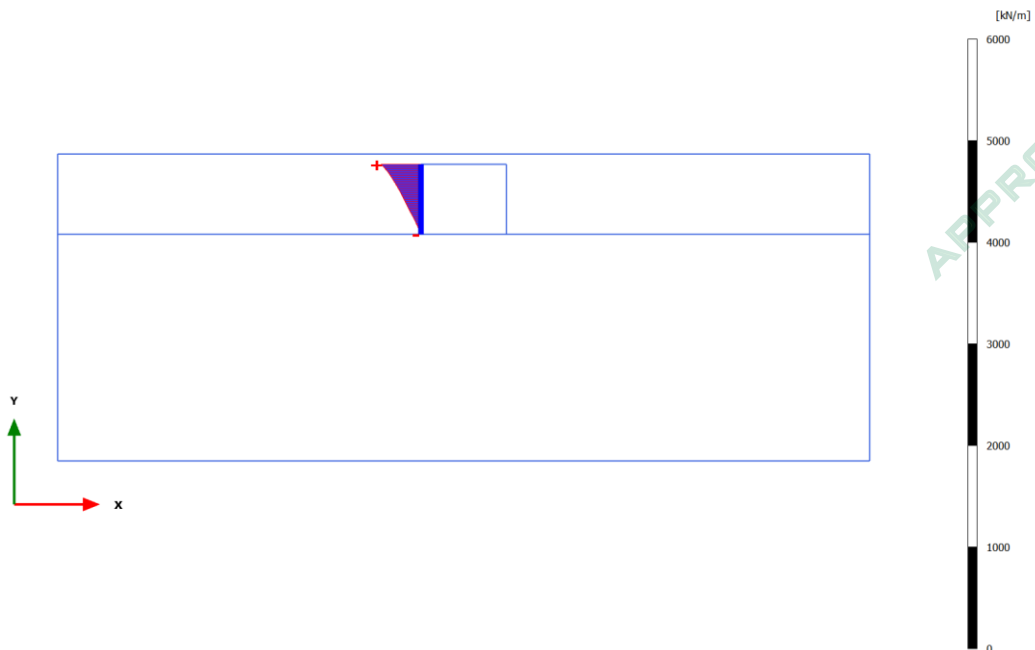


Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 1075 kN m/m (Element 18 at Node 1571)

Minimum value = -132,2 kN m/m (Element 11 at Node 5652)

Piedritto - Momento flettente in fase 8 – condizioni sismiche



Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

Maximum value = 393,3 kN/m (Element 18 at Node 1571)

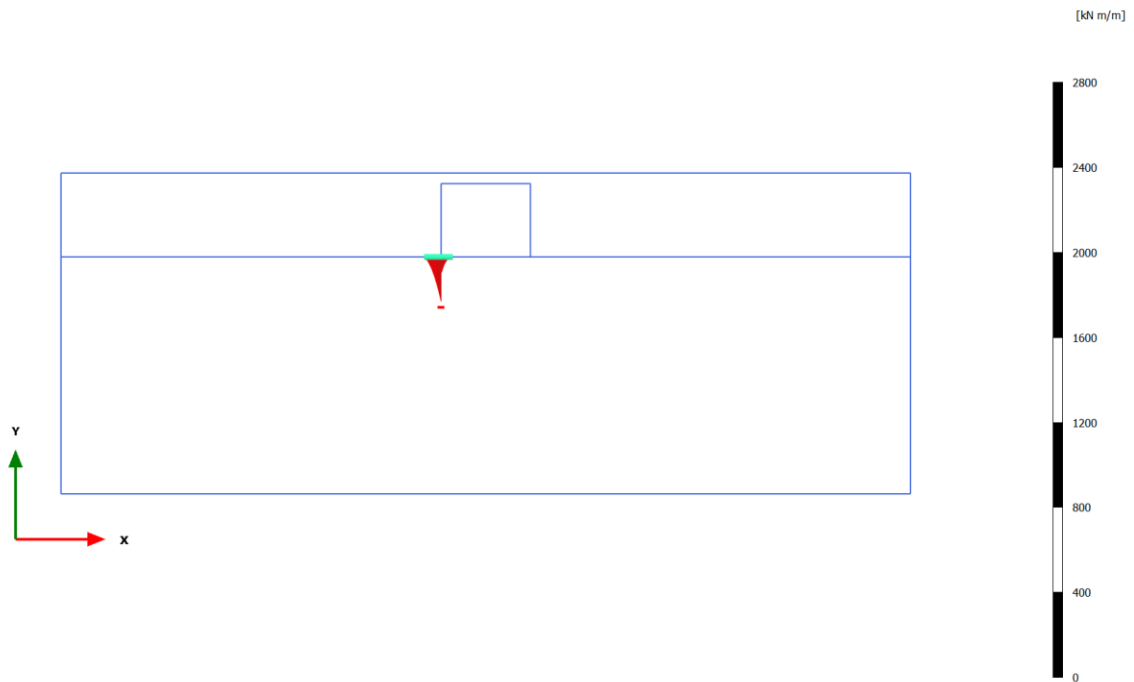
Minimum value = 4,254 kN/m (Element 11 at Node 5652)

Piedritto – Taglio in fase 8 – condizioni sismiche

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



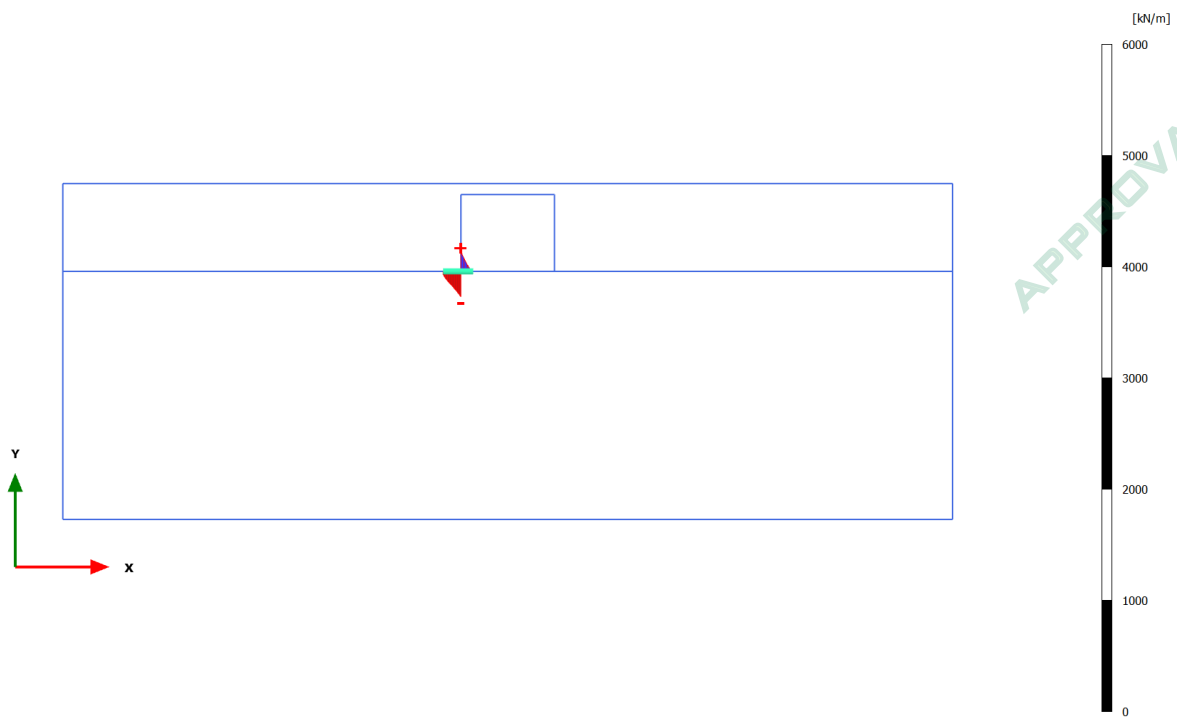


Bending moments M (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = $0,01119 \cdot 10^{-9}$ kN m/m (Element 27 at Node 6260)

Minimum value = -209,9 kN m/m (Element 28 at Node 5454)

Fondazione - Momento flettente in fase 8 – condizioni sismiche



Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

Maximum value = 175,1 kN/m (Element 29 at Node 5652)

Minimum value = -229,9 kN/m (Element 28 at Node 5454)

Fondazione – Taglio in fase 8 – condizioni sismiche

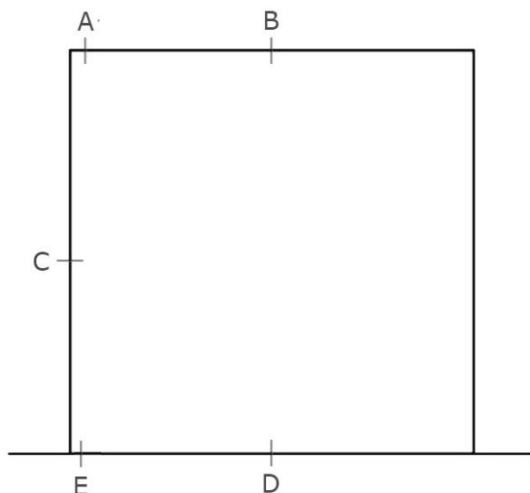
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

10. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche sono effettuate rispettivamente:

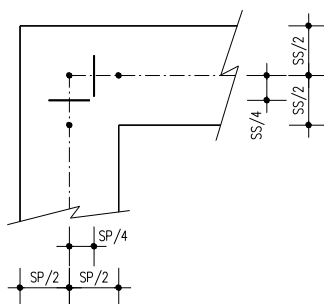


A] nella sezione di incastro piedritto-soletta superiore considerando le sollecitazioni attinenti al punto medio dello sviluppo del nodo in c.c.a. (verifiche flessionali agli SLU), ovvero le sollecitazioni a filo membrature (verifiche a taglio e verifiche flessionali agli SLE);

B] nella sezione di mezzeria soletta superiore;

C] nella sezione di cambio armatura del piedritto;

E] nella sezione di incastro piedritto-soletta inferiore considerando le sollecitazioni attinenti al punto medio dello sviluppo del nodo in c.c.a. (verifiche flessionali agli SLU), ovvero le sollecitazioni a filo piedritto (verifiche a taglio e verifiche flessionali agli SLE).



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).


Le verifiche sono condotte agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio di seguito riportati.

Agli Stati Limite Ultimi:

- Resistenza a sforzo normale e flessione (paragrafo 4.1.2.1.2 NTC);
- Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (paragrafo 4.1.2.1.3 NTC).

Agli Stati Limite di Esercizio:

- Verifica di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4);

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 76 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

- Verifica delle tensioni in esercizio (paragrafo 4.1.2.2.5).

10.1 Criteri di verifica

10.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- Conservazione delle sezioni piane,
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione "parabola-rettangolo" per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed},$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ,
 N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,
 M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

10.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

- V_{Rd} è il valore di calcolo della resistenza a taglio,
 V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.


Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{\min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 77 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

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

$$u_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm),
 ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),
 σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),
 b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi armati a taglio

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

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg } \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:


$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \text{ctg } \vartheta (1 + \text{ctg}^2 \vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

dove:

- d è l'altezza utile della sezione,
 σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),
 b_w è la larghezza minima della sezione,
 A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,
s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,
 f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,
 α_c è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 78 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

10.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

- c) Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

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

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

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

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le combinazioni di riferimento sono:

- le combinazioni Quasi Permanenti,
- le combinazioni Frequenti.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

APPROVATO SDP

Perquanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:


Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_1$
		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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 79 di 214
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione ("a" nell'elenco precedente) e di formazione delle fessure ("b"), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di ϵ_{sm} ed Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ϵ_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente).

Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.

APPROVATO SDP

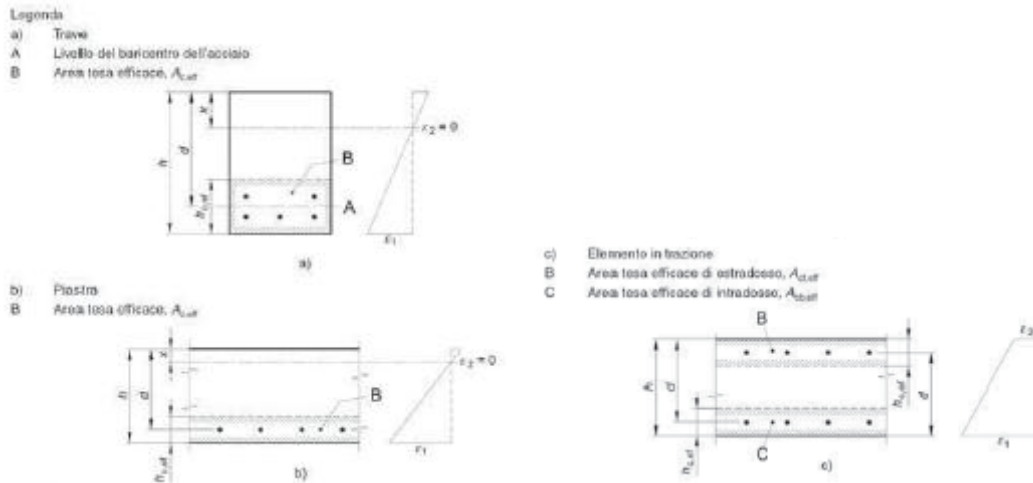


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi / \rho_{eff},$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre.

Se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente ϕ_{eq} .

c è il ricoprimento delle barre di armatura,

k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,

k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,

k_3 assume il valore fisso di 3.4,

k_4 assume il valore fisso di 0.425.

10.1.4 Verifiche delle tensioni in esercizio

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

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

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

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

APPROVATO SDP

10.2 Tabulati di verifica

10.2.1 Mezzeria soletta superiore

Sollecitazioni di verifica

	N max [kN/m]	N min [kN/m]	M [kNm/m]
Inviluppo SLU	-370.00	-200.00	310.00
Inviluppo SLE Rare	-270.00	-150.00	225.00
Inviluppo SLE Frequenti	-260.00	-145.00	175.00
Inviluppo SLE Quasi Permanenti	-230.00	-145.00	35.00

(le sollecitazioni di sforzo normale di compressione sono cautelativamente trascurate)

Verifica flessionale agli SLU

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	30.13	72.5
			2	30.13	67.7
			3	20.95	7.3

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35

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} ‰ σ_{c,adm}
σ_{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

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

APPROVATO SDP

Verifica delle tensioni di esercizio

SLE Rare

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.13	72.5
2	30.13	67.7
3	20.95	7.3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-310"/>	<input type="text" value="-225"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali

B450C	C28/35
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ _{cl} <input type="text" value="1.971"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

SLE Frequenti (per perfezionamento verifica di fessurazione)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.13	72.5
2	30.13	67.7
3	20.95	7.3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-310"/>	<input type="text" value="-175"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali

B450C	C28/35
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ _{cl} <input type="text" value="1.971"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

SLE Quasi Permanenti

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.13	72.5
2	30.13	67.7
3	20.95	7.3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Materiali
 B450C C28/35

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}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica
N° iterazioni:

Precompresso

Verifica di fessurazione

	SLE Freq.	SLE Q.P.
Caratteristiche dei materiali		
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19
Classe cls	f_{ck} =	32 N/mm²
Modulo elastico acciaio	E_s =	2.10E+05 N/mm²
Modulo elastico cls t=0	E_{cm0} =	3.33E+04 N/mm²
Modulo elastico cls t=inf	E_{cm-inf} =	1.11E+04 N/mm²
Caratteristiche della sezione		
Altezza	h =	80 cm
Larghezza	B =	100 cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	7.30 cm
Area acciaio teso	A_s =	20.94 cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	6.3 cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2 cm

APPROVATO SDP

Società di Progetto
BrebemizSpA



Diametro medio equivalente $\Phi_m = 2$ cm

Sezione fessurata: apertura fessure

Tensione media barre (l'intera area in A) $\sigma_{sm} = 125.90$ N/mm²

Asse neutro $x = 15.82$ cm

Altezza utile $d = 72.70$ cm

Deformazione lembo inferiore $\varepsilon_1 = 6.76E-04$

Deformazione lembo superiore $\varepsilon_2 = 0.00$

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre $s = 15.0$ cm

Coefficiente $k_2 = 0.50$

Coefficiente $k_3 = 3.400$

Larghezza efficace $b_{eff} = 100.0$ cm

Altezza efficace $h_{c,eff} = 18.3$ cm

Area efficace $A_{ceff} = 1825.0$ cm²

Area armature poste in A_{ceff} $A_s = 20.94$ cm²

Distanza massima fra due fessure $\Delta s_{max} = 51.05$ cm

Coefficiente $k_t = 0.4$

Coefficiente $k_1 = 0.8$

Coefficiente $k_4 = 0.425$

Deformazione unitaria media $e_{sm} = 3.60E-04$

Ampiezza fessura $w_k = 0.184$ mm

APPROVATO SDP

Poiché l'apertura delle fessure per la Condizione di Carico SLE Frequente è inferiore al limite proprio della Condizione di Carico Quasi Permanente, la verifica per quest'ultima Condizione di Carico risulta implicitamente verificata.

10.2.2 Incastro soletta superiore

Sollecitazioni di verifica

	N max [kN/m]	N min [kN/m]	M asse [kNm/m]	M filo [kNm/m]	T asse [kN/m]	T filo [kN/m]
Inviluppo SLU	-370.00	-200.00	-1'235.00	-1'090.00	475.00	435.00
Inviluppo SLE Rare	-270.00	-150.00	-920.00	-810.00		
Inviluppo SLE Frequenti	-260.00	-145.00	-860.00	-760.00		
Inviluppo SLE Quasi Permanenti	-230.00	-145.00	-690.00	-600.00		

Società di Progetto
Brebemi SpA

Verifica flessionale agli SLU

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.13	72.5
2	30.13	67.7
3	20.95	7.3

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro **Baricentro cls**
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C28/35**
 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

Tipo Sezione
 Rettan.re **Trapezi**
 a T **Circolare**
 Rettangoli **Coord.**

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ **S.L.U.-**
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta **Devata**

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

Verifica a taglio

Base	B =	1'000.00 mm
Altezza	H =	800.00 mm
Copriferro baricentro armatura tesa	c =	99.00 mm
Area sezione in calcestruzzo	Ac =	800'000.00 mmq
Ferri lembo teso	As =	6'031.85 mmq
Area totale armatura nella sezione	Astot =	6'031.85 mmq
Area armatura tesa resistente a flessione	Asl =	6'031.85 mmq
Sforzo normale (minimo) di progetto	NEd =	0.00 kN
Taglio (massimo) di progetto	VEd =	435.00 kN
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.00 N/mmq
Tensione di compressione di riferimento	σ_{cp} rif =	0.00 N/mmq
Altezza utile della sezione	d =	701.00 mm
Coefficiente $k = 1+(200/d)^{0,5}$	k =	1.5341
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5}$	v_{min} =	0.3585
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l =	0.0086
Larghezza (minima) della sezione	bw =	1'000.00 mm
Resistenza a taglio di calcolo	VRd =	376.93 kN
Resistenza a taglio minima di calcolo	VRd min =	251.28 kN
Area dell'armatura trasversale	Asw =	376.99 mmq/m
Interasse tra due armature trasversali consecutive	s =	400.00 mm
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave	θ =	22.00 °

Società di Progetto
Brebemi SpA

Inclinazione dell'armatura trasv. rispetto all'asse della trave	$\alpha =$	90.00 °
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} =$	8.23 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per gli effetti della compressione	$\alpha_c =$	1.0000
Resistenza a taglio-trazione di calcolo	$VR_{sd} =$	575.89 kN
Resistenza a taglio-compressione di calcolo	$VR_{cd} =$	1'803.62 kN
Resistenza a taglio di calcolo	$VR_d =$	575.89 kN

Verifica delle tensioni di esercizio

SLE Rare

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.13	72.5
2	30.13	67.7
3	20.95	7.3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 200 145 kN
 M_{xEd} 1165 810 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] x_N 0 y_N 0

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

Materiali
 B450C C28/35
 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} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -8.74 N/mm²
 σ_s 218.2 N/mm²
 ϵ_s 1.091 %
 d 72.5 cm
 x 27.21 x/d 0.3753
 δ 0.9092

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

SLE Frequenti (per perfezionamento verifica di fessurazione)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.13	72.5
2	30.13	67.7
3	20.95	7.3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 145 kN
 M_{xEd} 760 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C28/35
 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}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d 72.5 cm
 x 27.29 x/d 0.3764
 δ 0.9105

SLE Quasi Permanenti

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.13	72.5
2	30.13	67.7
3	20.95	7.3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 145 kN
 M_{xEd} 600 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C28/35
 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}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d 72.5 cm
 x 27.62 x/d 0.381
 δ 0.9163

APPROVATO SDP

Verifica di fessurazione

		<u>SLE Freq.</u>	<u>SLE Q.P.</u>	
Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	$n_0 =$	6	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	$n_{inf} =$	19	19	
Classe cls	$f_{ck} =$	32	32	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.10E+05	2.10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0} =$	3.33E+04	3.33E+04	N/mm ²
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf} =$	1.11E+04	1.11E+04	N/mm ²
Caratteristiche della sezione				
Altezza	$h =$	80	80	cm
Larghezza	$B =$	100	100	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	9.90	9.90	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	60.32	60.32	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	6.3	6.3	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.4	2.4	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2.4	2.4	cm
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	204.00	158.70	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	27.29	27.62	cm
Altezza utile	$d =$	70.10	70.10	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	1.20E-03	9.32E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0.00	0.00	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza media barre	$s =$	15.0	15.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	17.6	17.5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	1757.0	1746.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	60.32	60.32	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	33.30	33.23	cm
Coefficiente kt	$kt =$	0.4	0.4	

Verifica a taglio

Base	B =	1'000.00 mm
Altezza	H =	800.00 mm
Copri ferro baricentro armatura tesa	c =	110.50 mm
Area sezione in calcestruzzo	Ac =	800'000.00 mmq
Ferri lembo teso	As =	6'544.97 mmq
Area totale armatura nella sezione	Astot =	6'544.97 mmq
Area armatura tesa resistente a flessione	Asl =	6'544.97 mmq
Sforzo normale (minimo) di progetto	NEd =	225.00 kN
Taglio (massimo) di progetto	VEd =	350.00 kN
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.28 N/mmq
Tensione di compressione di riferimento	σ_{cp} rif =	0.28 N/mmq
Altezza utile della sezione	d =	689.50 mm
Coefficiente $k = 1 + (200/d)^{0,5}$	k =	1.5386
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5}$	v_{min} =	0.3600
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l =	0.0095
Larghezza (minima) della sezione	bw =	1'000.00 mm
Resistenza a taglio di calcolo	VRd =	413.26 kN
Non occorre pertanto procedere a disposizione di armatura a taglio		

Verifica delle tensioni di esercizio

SLE Rare

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.16	71.7
2	35.39	66.6
3	20.95	8.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	225	165	kN
M _{xEd}	1180	830	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Materiali
 B450C C28/35

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}	15.87	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0.8	?
ϵ_{syd}	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	11	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	τ_{co}	0.6667	
			τ_{c1}	1.971	

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

SLE Frequenti (per perfezionamento verifica di fessurazione)

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.16	71.7
2	35.39	66.6
3	20.95	8.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **165** kN
M_{xEd} **775** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Materiali

B450C	C28/35
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} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

σ_c -8.441 N/mm²
 σ_s 196.8 N/mm²
 ϵ_s 0.9839 ‰
 d 71.7 cm
 x 28.07 x/d 0.3915
 δ 0.9294

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

SLE Quasi Permanenti

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.16	71.7
2	35.39	66.6
3	20.95	8.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **165** kN
M_{xEd} **620** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Materiali

B450C	C28/35
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} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

σ_c -6.786 N/mm²
 σ_s 155.1 N/mm²
 ϵ_s 0.7753 ‰
 d 71.7 cm
 x 28.42 x/d 0.3963
 δ 0.9354

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

Verifica di fessurazione

		<u>SLE Freq.</u>	<u>SLE Q.P.</u>	
Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	$n_0 =$	6	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	$n_{inf} =$	19	19	
Classe cls	$f_{ck} =$	32	32	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.10E+05	2.10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0} =$	3.33E+04	3.33E+04	N/mm ²
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf} =$	1.11E+04	1.11E+04	N/mm ²
Caratteristiche della sezione				
Altezza	$h =$	80	80	cm
Larghezza	$B =$	100	100	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	11.05	11.05	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	65.55	65.55	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	7.1	7.1	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.6	2.6	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2.504	2.504	cm
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	196.80	155.10	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	28.07	28.42	cm
Altezza utile	$d =$	68.95	68.95	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	1.19E-03	9.40E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0.00	0.00	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza media barre	$s =$	15.0	15.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	17.3	17.2	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	1731.0	1719.3	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	65.55	65.55	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	35.38	35.30	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	0.4	

Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	7.49E-04	5.51E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.265	0.195	mm

10.2.4 Sezione di riduzione armatura piedritti

Sollecitazioni di verifica

	N max [kN/m]	N min [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
Inviluppo SLU	-526.00	-261.00	599.00	290.00
Inviluppo SLE Rare	-401.00	-201.00	452.00	
Inviluppo SLE Frequenti	-366.00	-206.00	415.00	
Inviluppo SLE Quasi Permanenti	-286.00	-206.00	323.00	

Verifica flessionale agli SLU

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	30.16	71.7
			2	20.94	8.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 260 200 kN
 M_{xEd} 600 415 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C **C28/35**
 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} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso

M_{xRd} 884.1 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 22.89 ‰
 d 71.7 cm
 x 9.508 x/d 0.1326
 δ 0.7

N* rett. 100

Verifica a taglio

Base	B =	1'000.00	mm
Altezza	H =	800.00	mm
Copriferro baricentro armatura tesa	c =	83.00	mm
Area sezione in calcestruzzo	Ac =	800'000.00	mmq
Ferri lembo teso	As =	2'094.19	mmq
Area totale armatura nella sezione	Astot =	2'094.19	mmq
Area armatura tesa resistente a flessione	Asl =	2'094.19	mmq
Sforzo normale (minimo) di progetto	NEd =	260.00	kN
Taglio (massimo) di progetto	VEd =	290.00	kN
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.33	N/mmq
Tensione di compressione di riferimento	σ_{cp} rif =	0.33	N/mmq
Altezza utile della sezione	d =	717.00	mm
Coefficiente $k = 1+(200/d)^{0,5}$	k =	1.5281	
Coefficiente $v_{min} = 0,035*k^{1,5}*f_{ck}^{0,5}$	v_{min} =	0.3564	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l =	0.0029	
Larghezza (minima) della sezione	bw =	1'000.00	mm
Resistenza a taglio di calcolo	VRd =	302.93	kN
Non occorre pertanto procedere a disposizione di armatura a taglio			

Verifica delle tensioni di esercizio

SLE Rare

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	30.16	71.7
			2	20.94	8.1

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	260	200	kN
M _{xEd}	600	452	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Materiali

B450C	C28/35
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} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

σ_c -6.077 N/mm²
 σ_s 200.2 N/mm²
 ϵ_s 1.001 ‰
d 71.7 cm
x 22.44 x/d 0.3129
 δ 0.8311

Verifica
N° iterazioni:

Precompresso

SLE Frequenti (per perfezionamento verifica di fessurazione)

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.16	71.7
2	20.94	8.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	260	200	kN
M _{xEd}	600	415	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C28/35

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}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

SLE Quasi Permanenti

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.16	71.7
2	20.94	8.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	260	200	kN
M _{xEd}	600	323	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C28/35

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}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

Verifica di fessurazione

		<u>SLE Freq.</u>	<u>SLE Q.P.</u>	
Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	$n_0 =$	6	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	$n_{inf} =$	19	19	
Classe cls	$f_{ck} =$	32	32	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.10E+05	2.10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0} =$	3.33E+04	3.33E+04	N/mm ²
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf} =$	1.11E+04	1.11E+04	N/mm ²
Caratteristiche della sezione				
Altezza	$h =$	80	80	cm
Larghezza	$B =$	100	100	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	8.30	8.30	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	30.16	30.16	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	7.1	7.1	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.4	2.4	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2.4	2.4	cm
Sezione fessurata: apertura fessure				
Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	181.30	134.40	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	22.68	23.53	cm
Altezza utile	$d =$	71.70	71.70	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	1.01E-03	7.50E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0.00	0.00	
Distanza media fra due fessure attigue				
Distanza media barre	$s =$	15.0	15.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	19.1	18.8	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	1910.7	1882.3	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	30.16	30.16	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	49.99	49.60	cm
Coefficiente kt	$kt =$	0.4	0.4	

Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	5.18E-04	3.84E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.259	0.190	mm

10.2.5 Incastro mensola di fondazione

Sollecitazioni di verifica

	N max [kN/m]	N min [kN/m]	M asse [kNm/m]	M filo [kNm/m]	T asse [kN/m]	T filo [kN/m]
Involuppo SLU			300.00		330.00	262.50
Involuppo SLE Rare			220.00			
Involuppo SLE Frequenti			215.00			
Involuppo SLE Quasi Permanenti			215.00			

Verifica flessionale agli SLU

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	70	1	25.34	62.8
			2	20.94	7.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Materiali
 B450C C28/35

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

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o cm **Col. modello**
 Precompresso

N* rett.

APPROVATO SDP



Verifica a taglio

Base	B =	1'000.00	mm
Altezza	H =	700.00	mm
Copriferro baricentro armatura tesa	c =	72.00	mm
Area sezione in calcestruzzo	Ac =	700'000.00	mmq
Ferri lembo teso	As =	2'533.96	mmq
Area totale armatura nella sezione	Astot =	2'533.96	mmq
Area armatura tesa resistente a flessione	Asl =	2'533.96	mmq
Sforzo normale (minimo) di progetto	NEd =	0.00	kN
Taglio (massimo) di progetto	VEd =	265.00	kN
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} =	0.00	N/mmq
Tensione di compressione di riferimento	σ_{cp} rif =	0.00	N/mmq
Altezza utile della sezione	d =	628.00	mm
Coefficiente $k = 1 + (200/d)^{0,5}$	k =	1.5643	
Coefficiente $v_{min} = 0,035 * k^{1,5} * f_{ck}^{0,5}$	v_{min} =	0.3691	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l =	0.0040	
Larghezza (minima) della sezione	bw =	1'000.00	mm
Resistenza a taglio di calcolo	VRd =	267.57	kN
Non occorre pertanto procedere a disposizione di armatura a taglio			

Verifica delle tensioni di esercizio

SLE Rare

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	25.34	62.8
			2	20.94	7.1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Materiali
B450C **C28/35**
 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}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

SLE Frequenti (per perfezionamento verifica di fessurazione) e Quasi Permanenti

Titolo : _____

N* figure elementari **Zoom** **N* strati barre** **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N*	As [cm²]	d [cm]
1	25.34	62.8
2	20.94	7.1

Ipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Materiali
 B450C C28/35
 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}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ


Verifica
 N* iterazioni:
 Precompresso

Verifica di fessurazione

	SLE Freq.	SLE Q.P.
Caratteristiche dei materiali		
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19
Classe cls	f_{ck} =	32 N/mm²
Modulo elastico acciaio	E_s =	2.10E+05 N/mm²
Modulo elastico cls t=0	E_{cm0} =	3.33E+04 N/mm²
Modulo elastico cls t=inf	E_{cm-inf} =	1.11E+04 N/mm²
Caratteristiche della sezione		
Altezza	h =	70 cm
Larghezza	B =	100 cm
Copri ferro baricentrico acciaio teso	cb =	7.20 cm
Area acciaio teso	A_s =	25.34 cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	6.1 cm

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brebem SpA

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 100 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.2	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2.2	cm

Sezione fessurata: apertura fessure

Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	149.10	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	16.94	cm
Altezza utile	$d =$	62.80	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	8.21E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0.00	

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	15.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	17.7	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	1768.7	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	25.34	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	46.84	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	4.26E-04	

Ampiezza fessura	$w_k =$	0.200	mm
-------------------------	---------	--------------	-----------

Poiché l'apertura delle fessure per la Condizione di Carico SLE Frequente è inferiore al limite proprio della Condizione di Carico Quasi Permanente, la verifica per quest'ultima Condizione di Carico risulta implicitamente verificata.

11. ARMATURA DI RIPARTIZIONE DELLO SCATOLARE

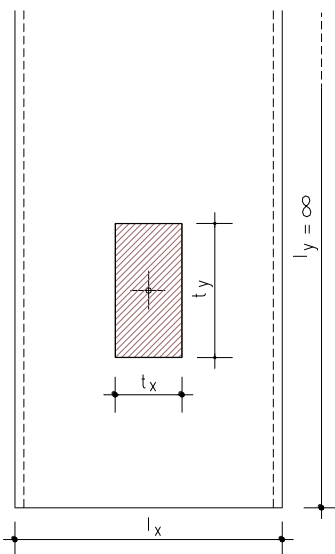
L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare (direzione y) viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione x) (EC2 § 9.3).

11.1 Verifica delle sollecitazioni flessionali secondarie sulla soletta superiore

Semplici valutazioni consentono di provare che l'armatura di ripartizione pari al 20% della principale è sicuramente sufficiente per assorbire le azioni flessionali trasversali secondarie, ovvero nella direzione ortogonale a quella di massima inflessione della soletta.

Come già osservato la massima azione flessionale secondaria si ha nella soletta superiore, perché solo qui sono applicate azioni non uniformemente distribuite su un intero elemento strutturale; tali azioni localizzate sono i carichi mobili stradali ed il peso della sovrastruttura.

Schematizzando, la soletta superiore come una lastra infinitamente lunga in direzione y, appoggiata sui bordi distanti $l_x = (0.80/2 + 7.60 + 0.80/2)m = 8.40$ m, si valuta con l'ausilio di risultati tabellati (formule di BITTNER):



Piastra rettangolare appoggiata sui quattro lati caricata uniformemente su una zona rettangolare centrale

Valori di α_{ym}

t_x/l_x t_y/l_x	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05
1.00	0.0210	0.0230	0.0250	0.0268	0.0285	0.0299	0.0312	0.0322	0.0330	0.0334	0.0335
0.90	0.0245	0.0269	0.0292	0.0313	0.0333	0.0351	0.0366	0.0378	0.0388	0.0393	0.0395
0.80	0.0286	0.0314	0.0341	0.0366	0.0390	0.0411	0.0430	0.0445	0.0456	0.0463	0.0465
0.70	0.0333	0.0366	0.0398	0.0428	0.0457	0.0483	0.0506	0.0525	0.0539	0.0548	0.0550
0.60	0.0388	0.0427	0.0464	0.0501	0.0535	0.0567	0.0596	0.0620	0.0639	0.0651	0.0654
0.50	0.0452	0.0496	0.0541	0.0585	0.0627	0.0667	0.0704	0.0736	0.0761	0.0778	0.0782
0.40	0.0525	0.0578	0.0630	0.0683	0.0735	0.0786	0.0834	0.0878	0.0914	0.0938	0.0945
0.30	0.0608	0.0670	0.0732	0.0796	0.0861	0.0927	0.0993	0.1055	0.1111	0.1150	0.1161

APPROVATO SDP

851010175 getto
Breda S.p.A.

0.20	0.0703	0.0774	0.0849	0.0926	0.1008	0.1095	0.1186	0.1280	0.1372	0.1449	0.1471
0.10	0.0809	0.0892	0.0981	0.1075	0.1179	0.1293	0.1422	0.1569	0.1739	0.1921	0.1993
0.05	0.0867	0.0957	0.1053	0.1157	0.1273	0.1405	0.1558	0.1745	0.1979	0.2290	0.2472

$$I_y = \infty \quad P = p * t_x * t_y \quad M_{ym} = \alpha_{ym} * P$$

Il massimo momento flettente in direzione y sotto l'effetto di una fascia caricata di larghezza $t_y = 3.000$ m (larghezza caricata, cautelativamente assunta pari alla sola larghezza della prima stesa) per i carichi variabili, e di lunghezza $t_{x-var} = 4,591$ m (lunghezza di diffusione longitudinale dei carichi da traffico) risulta pertanto:

$$p_{var} = (600)/(3.000*4.591)+9 = 52.56 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{var-SLU} = 52.56 * 1.35 = 70.96 \text{ kN/m}^2$$

$$P = p * t_y * t_x = 52.56 * 3.000 * 4.591 = 724 \text{ kN}$$

$$P_{SLU} = p_{SLU} * t_y * t_x = 70.96 * 3.000 * 4.591 = 977 \text{ kN}$$

$$I_y = \infty \quad t_y/l_x = 0.561 \quad t_x/l_x = 0.546 \quad \alpha_{ym} = 0.0667$$

Il massimo momento trasversale risulta:

$$M_{ym,SLE} = \alpha_{ym} * P = 48.30 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym,SLU} = \alpha_{ym} * P_{SLU} = 65.17 \text{ kNm/m}$$

Verifica di flessione agli SLU:

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	12.72	74.6
			2	12.72	5.4

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 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} % σ_{c,adm}
 σ_{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

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso

N° rett.

APPROVATO SDP

Verifica di flessione agli SLE:

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.72	74.6
2	12.72	5.4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Materiali
 B450C C28/35
 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} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -0.8428 N/mm²
 σ_s 54.39 N/mm²
 ϵ_s 0.272 ‰
 d 74.6 cm
 x 14.07 x/d 0.1886
 δ 0.7

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

11.2 Verifica dell'area minima di armatura per fessurazione

Un quantitativo minimo di armatura è raccomandato allo scopo di controllare la fessurazione nelle zone dove è presente la trazione. Tale armatura minima è quantificata in:

$$A_{s,min} = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct} / \sigma_s$$


per il cui significato dei simboli si rimanda a EC2 § 7.3.2.

Il controllo dell'armatura minima disposta viene condotto con riferimento ai piedritti (massimo valore del copriferro effettivo, abbinato alla minima quantità di armatura disposta.

Risulta:

$$A_{s,min} = 1.00 * 0.65 * 2.83 * (2*63*1000) / 450 = 515 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Si prevede la disposizione di armatura di ripartizione costituita da $\varnothing 16/20' = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$.

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 104 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

12. VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportando di seguito le verifiche geotecniche SLU per le fondazioni superficiali della struttura in parola.

Si riportano le verifiche di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di NTC 2008.

12.1 Verifica di scorrimento

Il taglio SLU ad intradosso fondazione ottenuto combinando le azioni del modello di calcolo in Plaxis vale:

$$T_{\text{SLU_STATICO}} = 86,1 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{SLU_SISMICO}} = 136 \text{ kN/m}$$

Si riporta la verifica a scorrimento sul piano di posa in condizioni sismiche in quanto quella più gravosa.

Facendo riferimento al peso dovuto ai soli carichi permanenti, lo sforzo normale N ad intradosso fondazione vale:

$$N_{\text{perm}} = P_{\text{strutture}} + P_{\text{imbarcato}} = (20,42 \text{ m}^3/\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 / 2) + (22,8 \text{ m}^3/\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^3 / 2) = 255,25 \text{ kN/m} + 228 \text{ kN/m} = 483,25 \text{ kN/m}$$

Il taglio resistente di progetto vale:

$$T_{\text{res,d}} = N_{\text{perm}} \times \text{tg } \phi / \gamma_R = 483,25 \text{ kN/m} \times \text{tg } 35^\circ / 1,1 = 307,6 \text{ kN/m}$$

Risultando $T_{\text{res,d}} = 307,6 \text{ kN/m} > T_{\text{SLU_SISMICO}} = 136 \text{ kN/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

APPROVATO SDP

12.2 Verifica di capacità portante

Le azioni SLU ad intradosso fondazione ottenute combinando le azioni del modello di calcolo in Plaxis per la fondazione più sollecitata valgono:

Condizioni sismiche

$$N_{\text{SLU_SISMICO}} = 363 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{SLU_SISMICO}} = 136 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{SLU_SISMICO}} = 14 \text{ kNm/m}$$

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{\text{lim}} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella tabella seguente:

fattori di capacità portante	N _c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N _γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N _q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s _c	1+0.2 k _p (B'/L)	Meyerhof (1963)
	s _γ	1+0.1 k _p (B'/L)	"
	s _q	1+0.1 k _p (B'/L)	"
	approfondimento		
	d _c	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d _q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per D/B' < 1 $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B' > 1	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i _c	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i _γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i _q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ m = $[2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
b _q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b _γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b _c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g _q	$(1 - \tan \alpha)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g _γ	$(1 - \tan \alpha)^2$	"	
g _c	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Tabella 5.1 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

Segue il dettaglio della verifica.

DATI DI INPUT		
Larghezza della fondazione	B	2,70 m
Lunghezza della fondazione	L	1,00 m
Rapporto tra le lunghezze	B/L	0,37
Approfondimento della fondazione	D	1,00 m
Inclinazione della base		0,00 °
Sforzo normale		363,00 kN
Taglio in direzione larghezza		136,00 kN
Taglio in direzione lunghezza		0,00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza		14,00 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza		0,00 kNm

Angolo di attrito del terreno	35,00 °
Coesione drenata	0,00 kPa
Peso specifico totale del terreno γ	20,00 kN/m ³
Profondità della falda da p.c. z_f	100,00 m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione z_w	99,00 m
Peso specifico di calcolo γ'_c	20,00 kN/m ³
Pressione in superficie	0,00 kPa
Peso specifico del terreno latitante γ_{lat}	20,00 kN/m ³
Pressione al piano di posa delle fondazioni	20,00 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0,04 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0,00 m
Larghezza ridotta	2,62 m
Lunghezza ridotta	1,00 m
Coefficiente γ_R	2,30
Inclinazione piano campagna	0,00 °

RISULTATI					
		Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità	
		$0.5 \cdot \gamma' \cdot B' = 26,23$	$c' = 0,00$	$q' = 20,00$	
Fattori di :					
capacità portante	Ny =	48,03	Nc =	46,12	Nq = 33,30
forma	sy =	1,00	sc =	1,00	sq = 1,00
approfondimento	dy =	/	dc =	1,10	dq = 1,10
Fattori correttivi di :					
incl. del carico	iy =	0,24	ic =	0,37	iq = 0,39
incl. della base	by =	1,00	bc =	1,00	bq = 1,00
incl. piano campagna	gy =	1,00	gc =	1,00	gq = 1,00
Termini complessivi di :					
Superficie		308,06			
Coesione		0,00			
Profondità		285,70			
Pressione sollecitante di design ($p_{d,N/A}$) =	138,40	kPa			
Pressione resistente di design $p_{res,d}$ =	258,15	kPa			
Carico resistente di design $N_{res,d}$ =	677,10	kN			

Risultando $N_{res,d} = 677 \text{ kN/m} > N_{SLU_SISMICO} = 363 \text{ kN/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

13. MURI DI SOSTEGNO

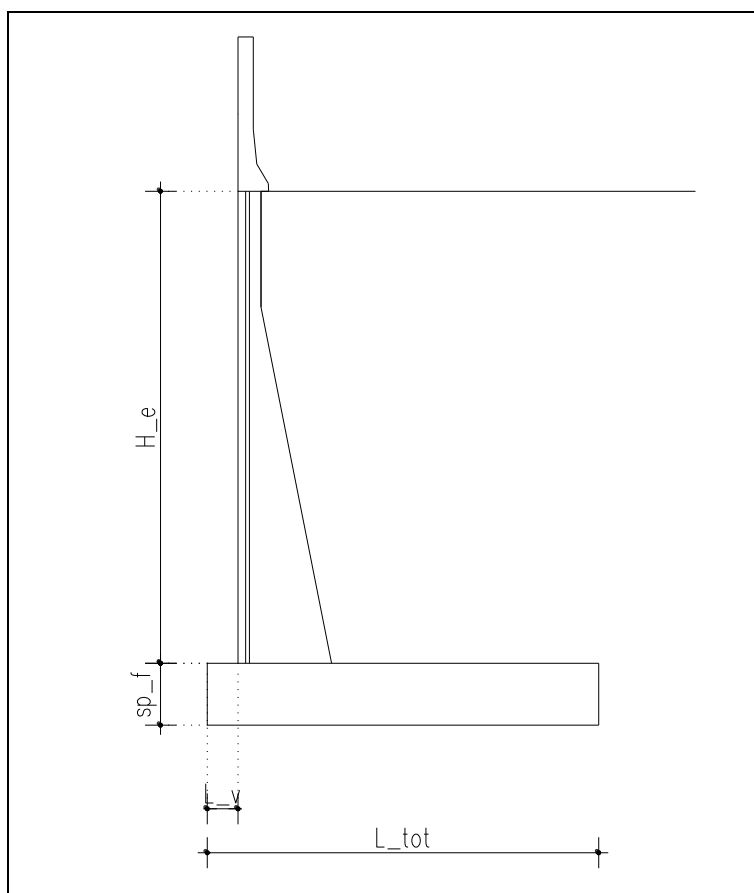
Si riportano nel capitolo di seguito le verifiche dei muri su fondazione diretta con elemento redirettivo in testa.

Per quanto riguarda tutte le altre verifiche relative ai muri non dotati di elemento redirettivo in testa si fa riferimento a quanto contenuto nell'elaborato tipologico dei muri di sostegno.

I muri sono caratterizzati dall'elevazione prefabbricata in stabilimento e dalla fondazione in conglomerato cementizio armato gettata in opera.

I calcoli delle sollecitazioni sulla struttura, così come le verifiche di tipo geotecnico, sono stati eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo *MAX 10.0*, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl". *MAX 10.0* è un software di calcolo particolarmente evoluto dedicato al calcolo delle opere di sostegno.

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche geometriche delle fondazioni dei muri adottate.



APPROVATO SDP

ALTEZZA MURO	H_e (cm)	sp_f (cm)	L_v (cm)	L_{tot} (cm)
H=6,10 m	610	80	40	510
H=5,10 m	510	70	40	460
H=4,00 m	400	60	40	360
H=3,00 m	300	50	40	280
H=1,85 m	185	40	40	230
H=0,71 m	71	30	40	200

Si riportano di seguito le verifiche strutturali e geotecniche per le sezioni tipologiche in parola.

13.1 Software di calcolo

Il progetto dei muri di sostegno è stato effettuato in accordo al D.M. 14-01-2008 con l'ausilio del programma di calcolo *MAX 10.0*, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl", che è un software di calcolo particolarmente evoluto dedicato al calcolo delle opere di sostegno.

Per la verifica delle sezioni in c.a. rettangolari che costituiscono le fondazioni si è utilizzato il software "Gelfi". Il calcolo delle sollecitazioni sarà condotto facendo riferimento ad uno sviluppo di 1,0 m di struttura.

13.2 Stratigrafia e parametri geotecnici

Il dimensionamento e le verifiche delle opere in oggetto sono state effettuate considerando le seguenti parametri geotecnici caratteristici in accordo alla Relazione Geotecnica di riferimento.


Per il materiale di riporto a tergo opera si assumono le seguenti caratteristiche:

$\gamma_k =$	20 kN/m ³	peso specifico
$\phi'_k =$	38°	angolo di attrito
$c'_k =$	0 kN/m ²	coesione

Per quanto riguarda il terreno di fondazione si assumono le seguenti caratteristiche:

Ghiaia sabbiosa

$\gamma_k =$	20 kN/m ³	peso specifico
$\phi'_k =$	35°	angolo di attrito

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	109 di 214

$c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$ coesione

13.3 Caratterizzazione sismica

Per l'analisi sismica si assumono i parametri sismici più gravosi relativamente al tratto interessato dall'interconnessione.

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

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni. La classe d'uso assunta è la IV.

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

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

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

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

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

$$T_R(\text{SLV}) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i parametri che caratterizzano il sisma.

Per quanto riguarda il caso di muro fondato su ghiaia sabbiosa si ha:

a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	0.183 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	2.450
T_c^*	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.287 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat B
		1.2

Siccome le opere sono ubicate in pianura si ha:

$$S_s = 1.2$$


$$S_t = 1.0$$

$$S = S_s \times S_t = 1.2$$

L'accelerazione massima risulta quindi:

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 110 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

$$a_{\max}(\text{SLV}) = 1.2 \times 0.183 \text{ g} = 0.220 \text{ g}$$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v si possono valutare come

$$k_h = \beta_m \times (a_{\max} / g)$$

$$k_v = \pm 0.5k_h$$

Nel caso in esame il coefficiente β_m può essere assunto pari a 0.24. Pertanto si ottengono i seguenti coefficienti sismici:


$$k_h = 0.24 \times 0.220 = 0.0528$$

$$k_v = \pm 0.5 \times 0.0528 = 0.0264$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 111 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

13.4 Analisi dei carichi

13.4.1 Spinta statica (terra, sovraccarico e idraulica)

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

In presenza di pressioni neutre, la spinta idrostatica è:

$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

ed è applicata ad $1/3 \cdot H_w$, con:

H_w = altezza falda dalla base di fondazione;

γ_w = peso specifico dell'acqua.

13.4.2 Incremento di spinta dovuto al sisma

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

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

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

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

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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


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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 113 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

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

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

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

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

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

13.4.3 Sovraccarico stradale (carico variabile)

Per tenere conto del traffico stradale in tutte le tipologie di muri è stato applicato, a tergo del muro, un carico uniformemente distribuito pari a 20 kPa.

13.4.4 Vento (carico variabile)

Il D.M. del 14 Gennaio 2008 al punto 3.3, fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al vento nella sola direzione perpendicolare all'asse stradale.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

dove:


- q_b pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d coefficiente dinamico

I dati di ingresso sono i seguenti:

- Regione:

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	114 di 214

	$v_{b,o}$ (m/s)	a_o (m)	k_a (1/s)
Zona 1 = Regione Lombardia.	25	1000	0.010

Si assumono inoltre i seguenti parametri:

- Classe di rugosità : D Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)
- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità < 500 m

La Categoria di esposizione risulta in funzione della rugosità:

Altitudine	Classe di Rugosità	Categoria di esposizione
fino a 500 m	D	II

Da cui :

Categoria	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
II	0,19	0,05	4

- La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = 0,5 * \rho * V_b^2 = 390.63 \text{ N/m}^2$$

dove ρ è la densità dell'aria e vale $1,25 \text{ kg/m}^3$.

- Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z dal piano di campagna (rilevato compreso, se presente) del punto considerato, dalla topografia e dalla categoria di esposizione. Si calcola il coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza z sul suolo considerando a favore di sicurezza l'altezza di rilevato massima che si verifica sul tracciato e con coefficiente di topografia $c_t = 1$:

$$c_e(z) = k_r^2 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$


per $z \geq z_{min}$

per $z < z_{min}$

si calcola con $z = z_{min}$.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 115 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Assumendo un'altezza media del rilevato rispetto al piano campagna di 5m e considerando un'altezza della barriera di 5m, il valore di c_e , per la categoria di esposizione II, è pari a :

$$c_{e,max}(z = 10 \text{ m}) = 2.35$$

- Coefficiente dinamico c_d

Facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 2008, per l'opera in oggetto si assume un valore di $c_d = 1$.

- Coefficiente di forma c_p

Il coefficiente di forma c_p viene ottenuto, a favore di sicurezza, facendo riferimento alle indicazioni fornite per i corpi cilindrici:

$$c_p = 1.20$$

Da quanto sopra riportato si ha:

$$p_{max} = q_b * c_e * c_p * c_d = 0,39 * 2,35 * 1,20 * 1,00 = 1,10 \text{ kPa}$$

La pressione del vento è stata considerata, a favore di sicurezza, uniforme su tutta l'altezza dell'elemento redirettivo in testa muro e pari al valore massimo.

Nel dimensionamento di tutti i muri è stato considerato l'effetto del vento nei termini sopra riportati.

In particolare, sono state applicate in testa all'elevazione del muro le seguenti azioni caratteristiche conservative:

$$T = 1,1 \text{ kPa} \times 4,0 \text{ m} = 4,4 \text{ kN/m}$$

$$M = T \times H/2 = 4,4 \text{ kN/m} \times 4,0 \text{ m} / 2 = 8,8 \text{ kNm/m}$$

13.4.5 Urto (carico eccezionale)

L'azione dell'urto veicolare è stata valutata sulla base delle indicazioni riportate nel paragrafo 3.6.3 del D.M. 2008.

Si considera quindi una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN, applicata su una linea di 0,50 m ad una quota +1,0 m rispetto al livello del piano di marcia.

L'elevazione dei muri in parola è costituita da moduli prefabbricati di larghezza pari a 2,50 m, di conseguenza è stata considerata una larghezza collaborante ai fini della diffusione dell'azione da urto pari ai 2,50 m stessi.


Si ottengono quindi le seguenti azioni applicate in testa muro:

$$T_{URTO} = 100 \text{ kN} / 2,50 \text{ m} = 40 \text{ kN/m}$$

$$M_{URTO} = T_{URTO} \times 1,0 \text{ m} = 40 \text{ kNm/m}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 116 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

13.5 Combinazioni di carico

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite.

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 del sovracitato *D.M. 14/01/2008*.

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO), di stabilità globale (STAB) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (STAB);
 - scorrimento sul piano di posa (GEO);
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (GEO);
 - ribaltamento (EQU).
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", che prevede, per le verifiche STR e GEO, le due seguenti combinazioni di calcolo:

Combinazione	A1+M1+R1	STR
Combinazione	A2+M2+R2	GEO

per la quale valgono i coefficienti parziali di seguito riportati.

La verifica al ribaltamento viene seguita secondo la combinazione EQU, i cui coefficienti di sicurezza sono di seguito riportati, adottando per il calcolo delle spinte i coefficienti parziali del gruppo (M2).

La verifica di stabilità globale viene eseguita secondo la seguente combinazione di calcolo:

combinazione	A2+M2+R2	STAB
--------------	----------	------

per la quale valgono i coefficienti parziali di seguito riportati.

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata

Società di Progetto
Brebemi SpA



- γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
 γ_{γ} Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$		1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c		1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$		1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c		1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Coeff. di combinazione carichi da traffico	$\Psi_0 = 0.70$	$\Psi_1 = 0.50$	$\Psi_2 = 0.20$
Coeff. di combinazione carichi da vento	$\Psi_0 = 1.00$	$\Psi_1 = 1.00$	$\Psi_2 = 0.00$

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

SLU	$\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
Eccezionale	$\Rightarrow G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ (urto da svio veicolare)

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

Rara	$\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
Frequente	$\Rightarrow G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Quasi permanente	$\Rightarrow G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Di seguito si riportano le combinazioni di carico considerate:

Simbologia adottata

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

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
-----	----------	--------	-----------------

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Traffico	SFAV	1,30	1,00	1,30
Vento	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50
Vento	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

APPROVATO SDP

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.30	1.00	1.30
Vento	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Traffico	SFAV	1.50	0.50	0.75
Urto	SFAV	1.50	0.67	1.01

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.30	0.50	0.65
Urto	SFAV	1.30	0.67	0.87

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Traffico	SFAV	1.50	0.50	0.75
Urto	SFAV	1.50	0.67	1.01

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.30	0.50	0.65
Urto	SFAV	1.30	0.67	0.87

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------	--------	-----------------

APPROVATO SDP

Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 17 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 18 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 20 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

APPROVATO SDP

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 21 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 23 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 25 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 26 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

APPROVATO SDP

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 27 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 29 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 30 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 31 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Vento	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

APPROVATO SDP

Combinazione n° 32 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 33 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento	SFAV	1.00	1.00	1.00


Combinazione n° 34 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Vento	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico	SFAV	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 35 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Vento	SFAV	1.00	1.00	1.00

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 125 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

13.6 Verifiche geotecniche

13.6.1 Ribaltamento del muro

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

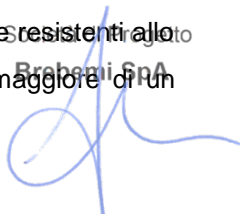
Con riferimento alla combinazione EQU dell'Approccio 2, la stabilità del muro risulta accettabile se il coefficiente di sicurezza μ_r è maggiore o uguale a 1.0.


13.6.2 Traslazione sul piano di posa

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

Struttura
Borghesi S.p.A.



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 126 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Con riferimento alla combinazione GEO dell'Approccio 2, il coefficiente di sicurezza imposto dalla normativa deve rispettare la condizione $\mu_s \geq 1.1$.

13.6.3 Carico limite fondazione terreno

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$


Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	127 di 214

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

Con riferimento alla combinazione GEO dell'Approccio 2, il coefficiente di sicurezza imposto dalla normativa deve rispettare la condizione $\mu_s \geq 1.4$.

13.6.4 Stabilità globale

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.


Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 128 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\text{tg}\phi_i \text{tg}\alpha_i}{\eta} \right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.


L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Con riferimento alla combinazione A2+M2+R2 STAB, il coefficiente di sicurezza imposto dalla normativa deve rispettare la condizione $\mu_s \geq 1.1$.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 129 di 214
--	----------------------------	---	-------------	----------------------

13.7 Verifiche strutturali

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008, gli elementi strutturali verranno verificati per i seguenti Stati Limite:

- ✓ Stato Limite Ultimo (flessione e taglio)
- ✓ Stato Limite di Fessurazione
- ✓ Stato Limite delle Tensioni di Esercizio

13.7.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$,

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza dell'elemento strutturale in oggetto.

13.7.2 Condizioni ambientali e verifiche allo S.L.E.

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture, nell'arco temporale coperto dalla vita utile della struttura, la normativa di riferimento prescrive di eseguire le verifiche strutturali allo stato limite di esercizio, che si concretizzano in verifiche allo stato limite di fessurazione ed allo stato limite delle tensioni.

13.7.3 Stati limite di fessurazione (SLE)

Per le verifiche in oggetto si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di azioni:


- Quasi permanenti;
- Frequenti.

I limiti di apertura delle fessure sono stabiliti dalla norma e sono funzione delle condizioni ambientali (classe di esposizione) e della combinazione delle azioni considerata.

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEII1SOAX1000000100	A00	130 di 214

Di seguito si riporta la tabella 4.1.III contenuta nel DM14.01.2008 relativa alle condizioni ambientali e delle corrispondenti classi di esposizione da prescrivere in progetto.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Dove per i valori limite di aperture delle fessure valgono i seguenti valori nominali:

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

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

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

Le armature che si impiegano nei getti di c.c.a. sono armature in acciaio ordinario e pertanto risultano appartenere al secondo gruppo, ossia al gruppo di armature poco sensibili.

Nella tabella che segue per ciascun elemento strutturale si elencano i rispettivi limiti di apertura delle fessure.

ELEMENTO STRUTTURALE	CONDIZIONE AMBIENTALE	VALORE LIMITE FESSURE [mm]	
		Combinazione FREQUENTE	Combinazione QUASI PERMANENTE
FONDAZIONE	Ordinarie	0.4	0.3

13.7.4 Stati limite delle tensioni (SLE)

Secondo quanto prescritto dal DM14.01.2008, nelle combinazioni di azioni rara e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio e si verifica che tali tensioni siano inferiori ai valori massimi di seguito riportati.

Verifica lato calcestruzzo

$$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$

ELEMENTO STRUTTURALE	TENSIONE LIMITE DI COMPRESSIONE σ_c [N/mm ²]			
	Combinazione RARA		Combinazione QUASI PERMANENTE	
FONDAZIONE	0.60*28	16.8	0.45*28	12.6

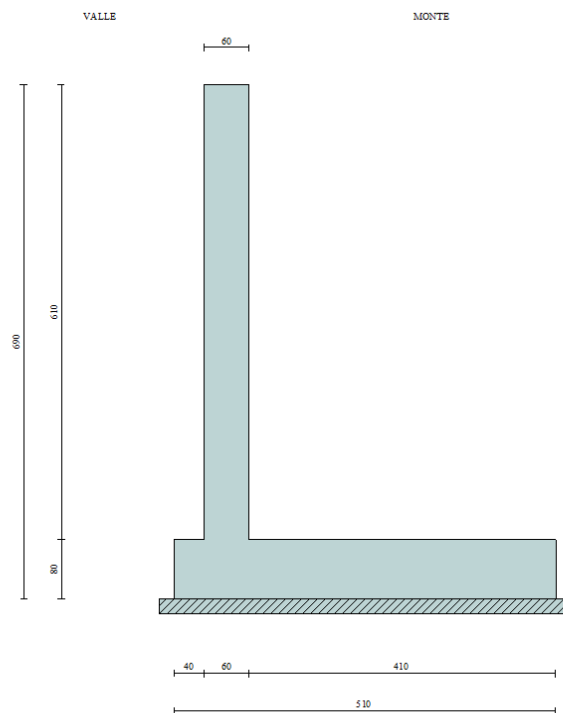
Verifica lato acciaio

$$\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per combinazione rara}$$

APPROVATO SDP

13.8 MURO DI SOSTEGNO CON H = 6.10 m

13.8.1 Geometria del muro



Le principali caratteristiche geometriche adottate nelle successive calcolazioni risultano:

H elevazione = 610 cm

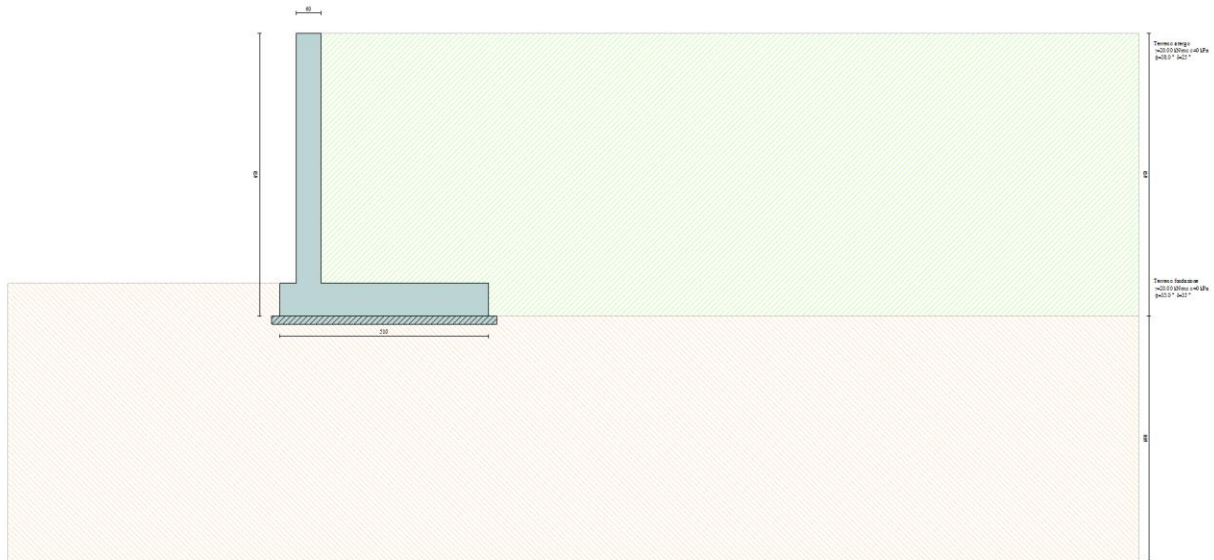
Ltot fondazione = 510 cm

Sp fondazione = 80 cm

L fondazione di monte = 40 cm

APPROVATO SDP

Di seguito la figura del modello di calcolo realizzato:



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.8.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro vengono riassunte nello schema seguente. Esse risultano tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

I dettagli del calcolo delle azioni in baricentro fondazione per le varie combinazioni di carico sono riportati in allegato.

Simbologia adottata

- C** Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	4.30	--	8.69	--
2	A2-M2 - [1]	--	3.36	--	3.65	--
3	EQU - [1]	--	--	6.17	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.84
5	A1-M1 - [2]	--	3.69	--	6.37	--
6	A2-M2 - [2]	--	2.76	--	2.61	--
7	EQU - [2]	--	--	4.32	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.67
9	A1-M1 - [3]	--	3.14	--	4.96	--
10	A2-M2 - [3]	--	2.42	--	2.10	--
11	EQU - [3]	--	--	2.97	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	1.70
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	3.60	--	7.50	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	3.67	--	7.22	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2.41	--	2.53	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2.37	--	2.63	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.26	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.64	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.66
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.65


APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	3.58	--	6.90	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	3.52	--	7.17	--
23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.31	--	2.50	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.35	--	2.41	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.48	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.13	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.63
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.62
29	SLEQ - [1]	--	5.33	--	9.78	--
30	SLEF - [1]	--	5.11	--	9.22	--
31	SLEF - [1]	--	5.10	--	9.39	--
32	SLEF - [1]	--	5.33	--	9.78	--
33	SLER - [1]	--	4.64	--	8.08	--
34	SLER - [1]	--	4.79	--	8.53	--
35	SLER - [1]	--	4.79	--	8.53	--

APPROVATO SDP

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEII1SOAX1000000100	A00	136 di 214

13.8.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

In tabella si riassumono le sollecitazioni significative agenti sulla fondazione all'attacco con l'elevazione del muro per metro di sviluppo di struttura.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE		
	M_{MAX} (kNm/m)	T_{MAX} (kN/m)	N (kN/m)
SLU	637	218	0
RARA	56	-	0
FREQUENTE	41	-	0

Per l'equilibrio del nodo di attacco tra elevazione e fondazione, le sollecitazioni flessionali massime agenti sull'elevazione sono quelle riportate nella tabella stessa.

Quindi l'elemento prefabbricato in elevazione dovrà presentare caratteristiche meccaniche di resistenza tali da garantire almeno il momento resistente su riportato.

Si riportano inoltre le sollecitazioni per la sezione di minore armatura, posta alla distanza di 2,60 m dallo spigolo di monte della fondazione.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE	
	M_{MAX} (kNm/m)	N (kN/m)
SLU	320	0
RARA	10	0
FREQUENTE	8	0

APPROVATO SDP

13.8.4 Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 12 \Phi 26$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 18$$

13.8.4.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 637 \times 2,50 \text{ m} = 1593 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	80	1	30,54	6
			2	63,71	73,7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Materiali: B450C C28/35
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} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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 Società di Progetto
Brebemi SpA

Essendo $M_{R,d} = 1757 \text{ kNm} > M_{S,d} = 1593 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.8.4.2 Verifica a taglio SLU

$$T_{S,d} = 218 \text{ kN/m}$$

$$M_{S,d} = 637 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0.0 \text{ kN/m}$$

V_{sdu}	218	kN
M_{sdu}	637	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm^2
bw	100	cm
d	75,00	cm
Asl	25,45	cm^2
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2,50	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	0	cm^2
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm^2
f_{yd}	391,304	N/mm^2
σ_{cp}	0,0000	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	293,163	kN

APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

13.8.4.3 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 56 \times 2,50 \text{ m} = 140 \text{ kNm}$$

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="2"/> Zoom		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	250	80	1	30,54	6
			2	63,71	73,7

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.			
N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="528"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN <input type="text" value="0"/>
	yN <input type="text" value="0"/>

Materiali	
B450C	C28/35
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd} <input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.971"/>

σ _c	<input type="text" value="-2.889"/> N/mm ²
σ _s	<input type="text" value="123.1"/> N/mm ²
ε _s	<input type="text" value="0.6153"/> ‰
d	<input type="text" value="73.7"/> cm
x	<input type="text" value="19.19"/>
x/d	<input type="text" value="0.2604"/>
δ	<input type="text" value="0.7655"/>

Metodo di calcolo	
<input type="radio"/> S.L.U.+	<input type="radio"/> S.L.U.-
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	

Verifica	
N° iterazioni:	<input type="text" value="4"/>
<input type="checkbox"/> Precompresso	

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

13.8.4.4 Verifica a fessurazione SLE

Si effettuano le verifiche a fessurazione facendo riferimento conservativamente alla combinazione rara.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione $t=0$	$n_0 =$	6	
Classe cls	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls $t=0$	$E_{cm0} =$	3,23E+04	N/mm ²

Caratteristiche della sezione

Altezza	$h =$	80	cm
Larghezza	$B =$	250	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	6,30	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	63,71	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	5,0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2,6	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2,6	cm

Sezione fessurata: apertura fessure

Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	123,10	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	19,19	cm
Altezza utile	$d =$	73,70	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	6,54E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0,00	


Distanza media fra due fessure attigue

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	15,8	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3937,5	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	63,71	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta_{smax} =$	44,32	cm
Coefficiente kt	$kt =$	0,4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0,8	

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Erebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 141 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Coefficiente k_4

$k_4 = 0,425$

Deformazione unitaria media

$e_{sm} = 3,52E-04$

Ampiezza fessura

$w_k = 0,156 \text{ mm}$

Poiché l'ampiezza delle fessure è inferiore a 0,3 mm la verifica risulta soddisfatta sia per la combinazione frequente che quasi permanente.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




13.8.5 Verifiche strutturali sezione di minor armatura

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 6 \Phi 26$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 18$$

13.8.5.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 320 \times 2,50 \text{ m} = 800 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo :			N° figure elementari			N° strati barre		
			1	Zoom		2	Zoom	
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]			
1	250	80	1	30,54	6			
			2	31,86	73,7			

Solllecitazioni		Metodo n	
S.L.U.		←	
→			
N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	779	0	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

Materiali	
B450C	C28/35
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} 15,87
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8 ?
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,6667
	τ _{c1} 1,971

Tipo rottura	
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	
M _{xRd}	907,3 kNm
σ _c	-15,87 N/mm²
σ _s	391,3 N/mm²
ε _c	3,5 ‰
ε _s	47,33 ‰
d	73,7 cm
x	5,075
x/d	0,06886
δ	0,7

Tipo Sezione	
<input checked="" type="radio"/> Rettan.re	<input type="radio"/> Trapezi
<input type="radio"/> a T	<input type="radio"/> Circolare
<input type="radio"/> Rettangoli	<input type="radio"/> Coord.

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

Calcoli	
Calcola MRd	Dominio M-N
L ₀ 0 cm	Col. modello
<input type="checkbox"/> Precompresso	

Essendo $M_{R,d} = 907 \text{ kNm} > M_{S,d} = 800 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.8.5.2 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 10 \times 2,50 \text{ m} = 25 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	80

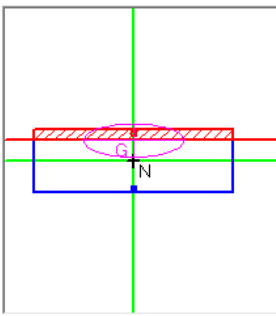
N°	As [cm²]	d [cm]
1	30,54	6
2	31,86	73,7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



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

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C		C28/35	
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}	15,87
E _s /E _c	15	f _{cc} / f _{cd}	0,8
ε _{s,yd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6667
		τ _{c1}	1,971

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm


x x/d δ

N° iterazioni:

Precompresso

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.8.5.3 Verifica a fessurazione SLE

Si effettuano le verifiche a fessurazione facendo riferimento conservativamente alla combinazione rara.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione $t=0$	$n_0 =$	6	
Classe cls	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls $t=0$	$E_{cm0} =$	3,23E+04	N/mm ²

Caratteristiche della sezione

Altezza	$h =$	80	cm
Larghezza	$B =$	250	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	6,30	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	31,86	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	5,0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2,6	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2,6	cm

Sezione fessurata: apertura fessure

Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	139,10	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	14,08	cm
Altezza utile	$d =$	73,70	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	7,32E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0,00	


Distanza media fra due fessure attigue

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	15,8	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3937,5	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	31,86	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta_{smax} =$	71,63	cm
Coefficiente kt	$kt =$	0,4	

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 145 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Coefficiente k_1

$$k_1 = 0,8$$

Coefficiente k_4

$$k_4 = 0,425$$

Deformazione unitaria media

$$e_{sm} = 3,97E-04$$

Ampiezza fessura

$$w_k = 0,285 \text{ mm}$$

Poiché l'ampiezza delle fessure è inferiore a 0,3 mm la verifica risulta soddisfatta sia per la combinazione frequente che quasi permanente.

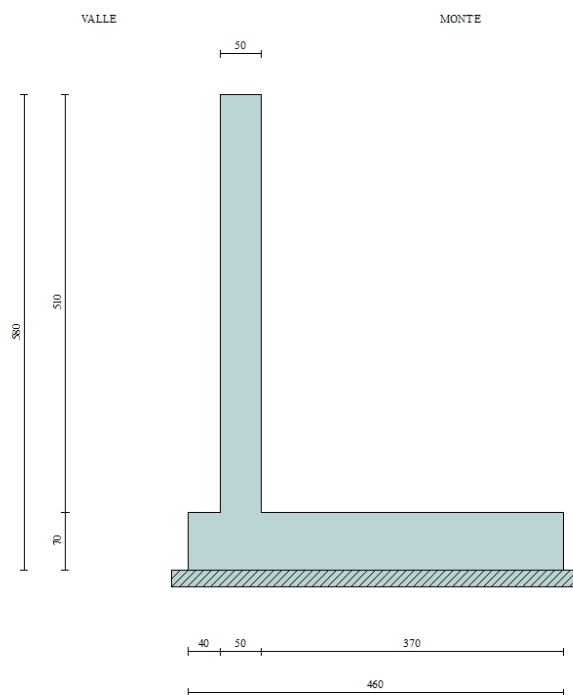
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




13.9 MURO DI SOSTEGNO CON H = 5.10 m

13.9.1 Geometria del muro



Le principali caratteristiche geometriche adottate nelle successive calcolazioni risultano:

H elevazione = 510 cm

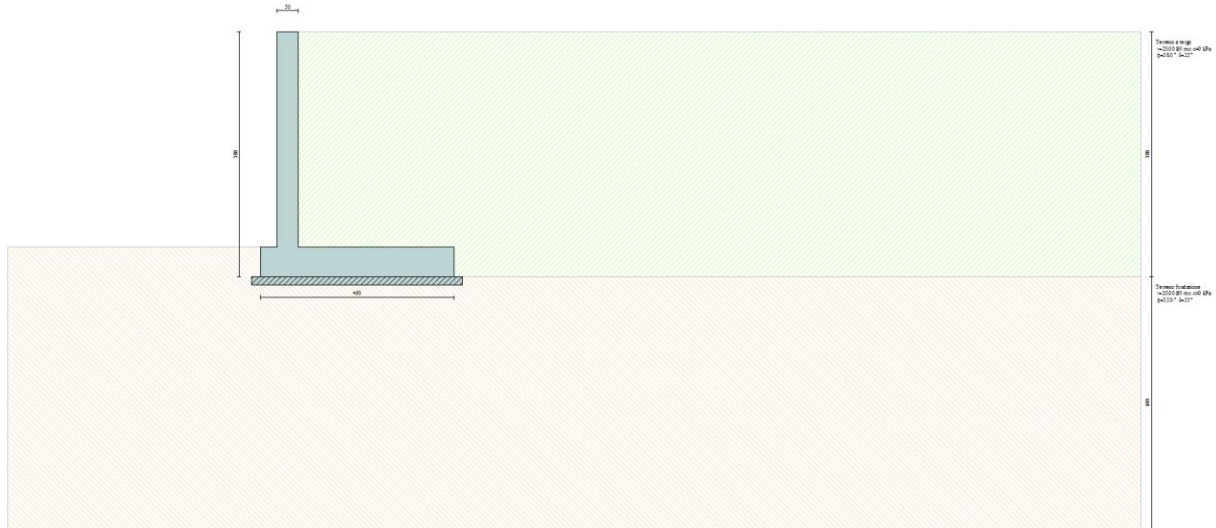
L_{tot} fondazione = 460 cm

Sp fondazione = 70 cm

L fondazione di monte = 40 cm

APPROVATO SDP

Di seguito la figura del modello di calcolo realizzato:



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.9.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro vengono riassunte nello schema seguente. Esse risultano tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

I dettagli del calcolo delle azioni in baricentro fondazione per le varie combinazioni di carico sono riportati in allegato.

Simbologia adottata

- C** Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	4.56	--	9.88	--
2	A2-M2 - [1]	--	3.56	--	4.15	--
3	EQU - [1]	--	--	7.03	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.89
5	A1-M1 - [2]	--	3.79	--	6.91	--
6	A2-M2 - [2]	--	2.82	--	2.83	--
7	EQU - [2]	--	--	4.59	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.69
9	A1-M1 - [3]	--	3.06	--	4.99	--
10	A2-M2 - [3]	--	2.38	--	2.13	--
11	EQU - [3]	--	--	2.87	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	1.72
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	3.75	--	8.54	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	3.82	--	8.22	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2.52	--	2.92	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2.48	--	3.04	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.72	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.21	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.70
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.69

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	3.73	--	7.81	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	3.66	--	8.12	--
23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.41	--	2.87	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.45	--	2.76	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.00	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.55	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.67
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.66
29	SLEQ - [1]	--	5.62	--	10.81	--
30	SLEF - [1]	--	5.35	--	10.14	--
31	SLEF - [1]	--	5.29	--	10.37	--
32	SLEF - [1]	--	5.62	--	10.81	--
33	SLER - [1]	--	4.76	--	8.77	--
34	SLER - [1]	--	4.93	--	9.31	--
35	SLER - [1]	--	5.46	--	10.85	--

APPROVATO SDP

13.9.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

In tabella si riassumono le sollecitazioni significative agenti sulla fondazione all'attacco con l'elevazione del muro per metro di sviluppo di struttura.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE		
	M_{MAX} (kNm/m)	T_{MAX} (kN/m)	N (kN/m)
SLU	469	175	0
RARA	40	-	0

Per l'equilibrio del nodo di attacco tra elevazione e fondazione, le sollecitazioni flessionali massime agenti sull'elevazione sono quelle riportate nella tabella stessa.

Quindi l'elemento prefabbricato in elevazione dovrà presentare caratteristiche meccaniche di resistenza tali da garantire almeno il momento resistente su riportato.

Si riportano inoltre le sollecitazioni per la sezione di minore armatura, posta alla distanza di 2,35 m dallo spigolo di monte della fondazione.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE	
	M_{MAX} (kNm/m)	N (kN/m)
SLU	215	0
RARA	19	0

APPROVATO SDP

13.9.4 Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 12 \Phi 24$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 18$$

13.9.4.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 469 \times 2,50 \text{ m} = 1173 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	70	1	30,54	6
			2	54,29	63,7

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

Materiali
 B450C C28/35

ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> %	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> %
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> %
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="15.87"/> N/mm²
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> %	σ _{c,adm} <input type="text" value="11"/> N/mm²
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6667"/> N/mm²
	τ _{c1} <input type="text" value="1.971"/> N/mm²

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c %

ε_s %

d cm

x x/d

δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Essendo $M_{R,d} = 1294 \text{ kNm} > M_{S,d} = 1173 \text{ kNm/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.9.4.2 Verifica a taglio SLU

$$T_{S,d} = 175 \text{ kN/m}$$

$$M_{S,d} = 469 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

V_{sdu}	175	kN
M_{sdu}	469	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm^2
b_w	100	cm
d	65,00	cm
A_{sl}	21,71	cm^2
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2,50	
θ_{imposto}	-	gradi
A_{sw}	0	cm^2
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm^2
f_{yd}	391,304	N/mm^2
σ_{cp}	0,0000	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	273,219	kN

APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

13.9.4.3 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 40 \times 2,50 \text{ m} = 100 \text{ kNm}$$

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari	1	Zoom	N° strati barre	2	Zoom
<input checked="" type="radio"/> Rettan.re	<input type="radio"/> Trapezi		<input type="radio"/> a T	<input type="radio"/> Circolare	
<input type="radio"/> Rettangoli	<input type="radio"/> Coord.				

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	70	1	30,54	6
			2	54,29	63,7

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.	→		
	←		
N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	370	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 type="radio"/> S.L.U.+	<input type="radio"/> S.L.U.-
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	

Materiali	
B450C	C28/35
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} 15,87
E _s /E _c 15	f _{cc} / f _{cd} 0,8 ?
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,6667
	τ _{cl} 1,971

σ _c	-2,714	N/mm²
σ _s	117,2	N/mm²
ε _s	0,5859	‰
d	63,7	cm
x	16,43	x/d 0,2578
		δ 0,7623

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

13.9.4.4 Verifica a fessurazione SLE

Il tasso di lavoro delle barre tese nella combinazione rara rispetta anche i limiti tensionali per il controllo della fessurazione contenuti nella tabella C4.1. Il delle istruzioni di NTC 2008.

Di conseguenza la verifica a fessurazione risulta soddisfatta sia per la combinazione frequente che quasi permanente.

13.9.5 Verifiche strutturali sezione di minor armatura

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

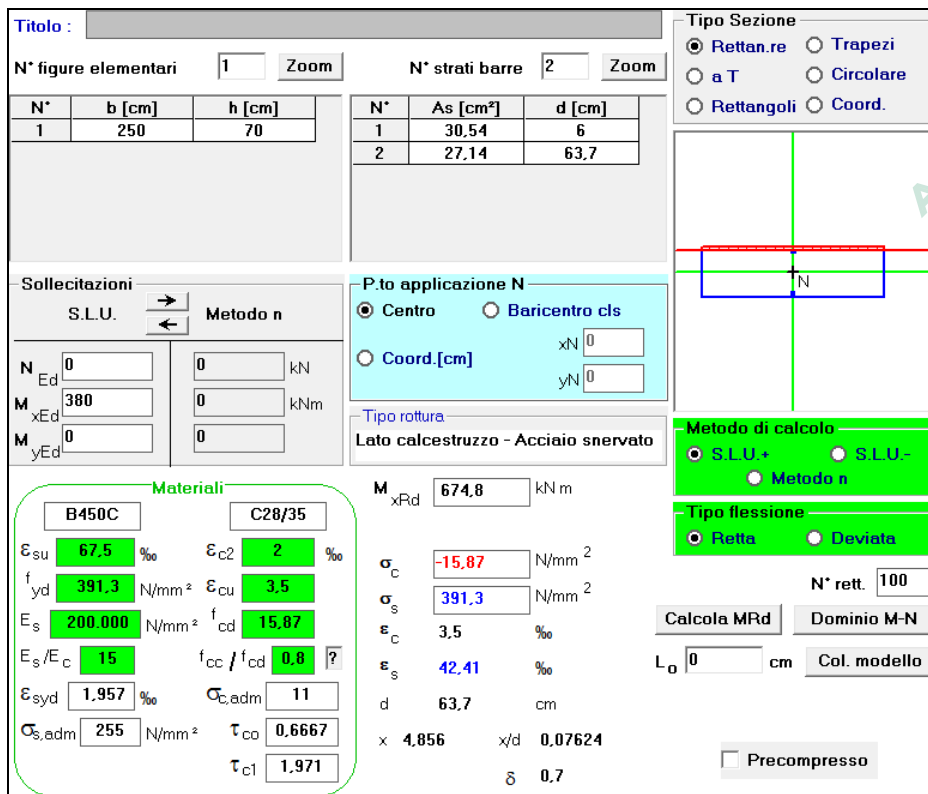
$$A_{\text{tesa_superiore}} = 6 \Phi 24$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 18$$

13.9.5.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 215 \times 2,50 \text{ m} = 538 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$



Titolo : _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	70	1	30,54	6
			2	27,14	63,7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 380 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C28/35

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

ε_{c2}: 2 %
ε_{cu}: 3,5 %
f_{cd}: 15,87
f_{cc}/f_{cd}: 0,8
σ_{c,adm}: 11
τ_{co}: 0,6667
τ_{c1}: 1,971

M_{xRd}: 674,8 kNm
σ_c: -15,87 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 %
ε_s: 42,41 %
d: 63,7 cm
x: 4,856 x/d: 0,07624
δ: 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Essendo $M_{R,d} = 674,8 \text{ kNm} > M_{S,d} = 538 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.9.5.2 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 19 \times 2,50 \text{ m} = 48 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	70	1	30,54	6
			2	27,14	63,7

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

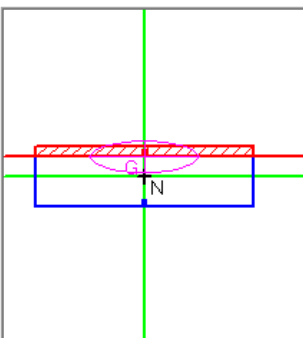
Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Materiali

B450C		C28/35	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> %	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> %
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
E _s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> %	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6667"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.971"/>

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s %

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo


S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 156 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

13.9.5.3 Verifica a fessurazione SLE

Il tasso di lavoro delle barre tese nella combinazione rara rispetta anche i limiti tensionali per il controllo della fessurazione contenuti nella tabella C4.1. Il delle istruzioni di NTC 2008.

Di conseguenza la verifica a fessurazione risulta soddisfatta sia per la combinazione frequente che quasi permanente.

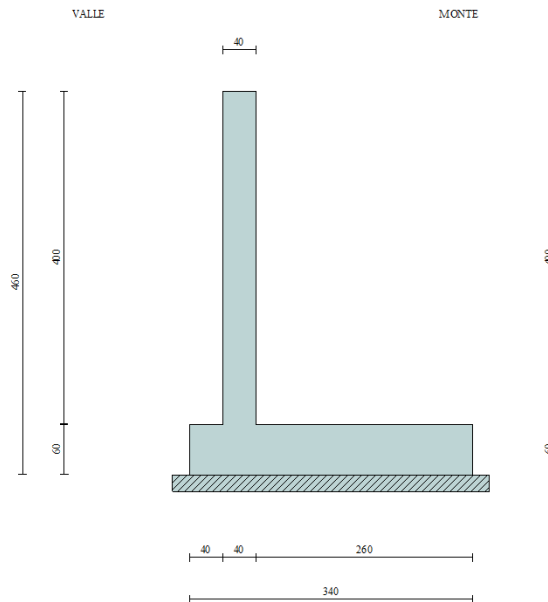
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.10 MURO DI SOSTEGNO CON H = 4.00 m

13.10.1 Geometria del muro



Le principali caratteristiche geometriche adottate nelle successive calcolazioni risultano:

H elevazione = 400 cm

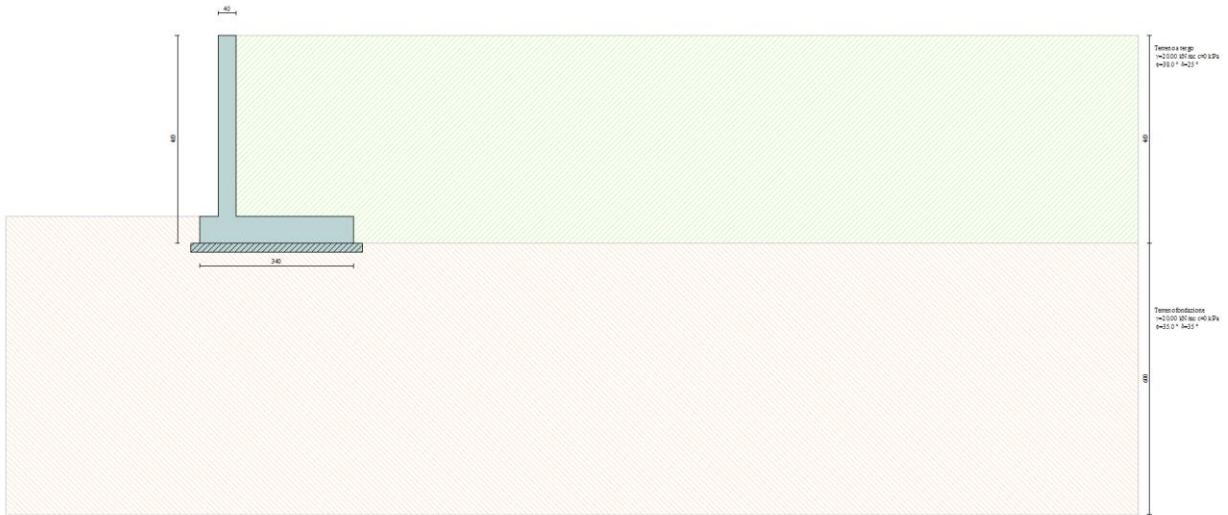
L_{tot} fondazione = 340 cm

Sp fondazione = 60 cm

L fondazione di monte = 40 cm

APPROVATO SDP

Di seguito la figura del modello di calcolo realizzato:



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.10.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro vengono riassunte nello schema seguente. Esse risultano tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

I dettagli del calcolo delle azioni in baricentro fondazione per le varie combinazioni di carico sono riportati in allegato.

Simbologia adottata

- C** Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	4.18	--	9.36	--
2	A2-M2 - [1]	--	3.26	--	3.96	--
3	EQU - [1]	--	--	6.16	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.85
5	A1-M1 - [2]	--	3.30	--	5.73	--
6	A2-M2 - [2]	--	2.44	--	2.34	--
7	EQU - [2]	--	--	3.57	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.62
9	A1-M1 - [3]	--	2.45	--	3.07	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.91	--	1.35	--
11	EQU - [3]	--	--	1.94	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	1.66
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	3.53	--	8.13	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	3.59	--	7.82	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2.35	--	2.76	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2.32	--	2.87	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.30	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.68	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.67
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.66

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	3.47	--	7.32	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	3.41	--	7.60	--
23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.24	--	2.65	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.27	--	2.55	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.44	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.10	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.63
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.62
29	SLEQ - [1]	--	5.09	--	10.07	--
30	SLEF - [1]	--	4.80	--	9.30	--
31	SLEF - [1]	--	4.64	--	9.38	--
32	SLEF - [1]	--	5.09	--	10.07	--
33	SLER - [1]	--	4.12	--	7.61	--
34	SLER - [1]	--	4.29	--	8.20	--
35	SLER - [1]	--	4.82	--	9.94	--

APPROVATO SDP

13.10.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

In tabella si riassumono le sollecitazioni significative agenti sulla fondazione all'attacco con l'elevazione del muro per metro di sviluppo di struttura.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE		
	M_{MAX} (kNm/m)	T_{MAX} (kN/m)	N (kN/m)
SLU	300	146	0
RARA	31	-	0

Per l'equilibrio del nodo di attacco tra elevazione e fondazione, le sollecitazioni flessionali massime agenti sull'elevazione sono quelle riportate nella tabella stessa.

Quindi l'elemento prefabbricato in elevazione dovrà presentare caratteristiche meccaniche di resistenza tali da garantire almeno il momento resistente su riportato.

Si riportano inoltre le sollecitazioni per la sezione di minore armatura, posta alla distanza di 1,85 m dallo spigolo di monte della fondazione.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE	
	M_{MAX} (kNm/m)	N (kN/m)
SLU	155	0
RARA	15	0

APPROVATO SDP

13.10.4 Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 12 \Phi 20$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 16$$

13.10.4.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 300 \times 2,50 \text{ m} = 750 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	60	1	24,13	6
			2	37,70	54

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 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} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 772,6 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 32,23 ‰
 d 54 cm
 x 5,289 x/d 0,09794
 δ 0,7

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

Essendo $M_{R,d} = 772,6 \text{ kNm} > M_{S,d} = 750 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.



13.10.4.2 Verifica a taglio SLU

$$T_{S,d} = 146 \text{ kN/m}$$

$$M_{S,d} = 300 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

V_{sdu}	146	kN
M_{sdu}	300	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	55,00	cm
A_{sl}	15,08	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2,50	
θ_{imposto}	-	gradi
A_{sw}	0	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	208,713	kN

APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

13.10.4.3 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 31 \times 2,50 \text{ m} = 282,5 \text{ kNm}$$

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="2"/> Zoom		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	250	60	1	24,13	6
			2	37,70	54

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
N _{Ed} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN <input type="text" value="0"/>
M _{xEd} <input type="text" value="0"/>	283 <input type="text" value="0"/> kNm		yN <input type="text" value="0"/>
M _{yEd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>		

Materiali			
B450C	C28/35		
ε _{su} 67,5 %	ε _{c2} 2 %	σ _c <input type="text" value="-3,167"/> N/mm ²	
f _{yd} 391,3 N/mm ²	ε _{cu} 3,5	σ _s <input type="text" value="151,6"/> N/mm ²	
E _s 200.000 N/mm ²	f _{cd} 15,87	ε _s 0,7579 %	
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8 ?	d 54 cm	
ε _{syd} 1,957 %	σ _{c,adm} 11	x 12,89 x/d 0,2386	
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0,6667	δ 0,7383	
	τ _{c1} 1,971		

Metodo di calcolo	
<input type="radio"/> S.L.U.+	<input type="radio"/> S.L.U.-
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	

Verifica	N° iterazioni: <input type="text" value="5"/>
<input type="checkbox"/> Precompresso	

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

13.10.4.4 Verifica a fessurazione SLE

Il tasso di lavoro dell'acciaio nella combinazione rara risulta inferiore a 200 MPa, di conseguenza lo è anche nelle condizioni frequente e quasi permanente con cui si deve effettuare la verifica a fessurazione. Di

conseguenza la verifica a fessurazione risulta soddisfatta per quanto contenuto nella tabella C.4.1.II delle Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni del D.M. 14 gennaio 2008.

13.10.5 Verifiche strutturali sezione di minor armatura

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 6 \Phi 20$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 16$$

13.10.5.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 155 \times 2,50 \text{ m} = 388 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo :				Tipo Sezione																
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom				N° strati barre <input type="text" value="2"/> Zoom																
<table border="1"><thead><tr><th>N°</th><th>b [cm]</th><th>h [cm]</th></tr></thead><tbody><tr><td>1</td><td>250</td><td>60</td></tr></tbody></table>		N°	b [cm]	h [cm]	1	250	60	<table border="1"><thead><tr><th>N°</th><th>As [cm²]</th><th>d [cm]</th></tr></thead><tbody><tr><td>1</td><td>24,13</td><td>6</td></tr><tr><td>2</td><td>18,85</td><td>54</td></tr></tbody></table>		N°	As [cm²]	d [cm]	1	24,13	6	2	18,85	54	<input checked="" type="radio"/> Rettan.re <input type="radio"/> Trapezi <input type="radio"/> a T <input type="radio"/> Circolare <input type="radio"/> Rettangoli <input type="radio"/> Coord.	
N°	b [cm]	h [cm]																		
1	250	60																		
N°	As [cm²]	d [cm]																		
1	24,13	6																		
2	18,85	54																		
Sollecitazioni		P.to applicazione N																		
S.L.U. <input type="button" value="→"/> Metodo n <input type="button" value="←"/>		<input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls <input type="radio"/> Coord.[cm] xN <input type="text" value="0"/> yN <input type="text" value="0"/>																		
N _{Ed} <input type="text" value="0"/> kN		Tipo rottura		Metodo di calcolo																
M _{xEd} <input type="text" value="318"/> kNm		Lato calcestruzzo - Acciaio snervato		<input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.- <input checked="" type="radio"/> Metodo n																
M _{yEd} <input type="text" value="0"/> kNm		M _{xRd} <input type="text" value="412,4"/> kNm		Tipo flessione																
Materiali		σ _c <input type="text" value="-15,87"/> N/mm ²		<input checked="" type="radio"/> Retta <input type="radio"/> Deviata																
B450C <input type="button" value="C28/35"/>		σ _s <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²		N° rett. <input type="text" value="100"/>																
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰		ε _c <input type="text" value="3,5"/> ‰		<input type="button" value="Calcola MRd"/> <input type="button" value="Dominio M-N"/>																
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²		ε _s <input type="text" value="40,22"/> ‰		L ₀ <input type="text" value="0"/> cm <input type="button" value="Col. modello"/>																
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²		d <input type="text" value="54"/> cm		<input type="checkbox"/> Precompresso																
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>		x <input type="text" value="4,323"/> x/d <input type="text" value="0,08005"/>		Società di Progetto																
ε _{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰		δ <input type="text" value="0,7"/>		Brebemi SpA																
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm ²																				
τ _{cc} <input type="text" value="0,6667"/>																				
τ _{c1} <input type="text" value="1,971"/>																				

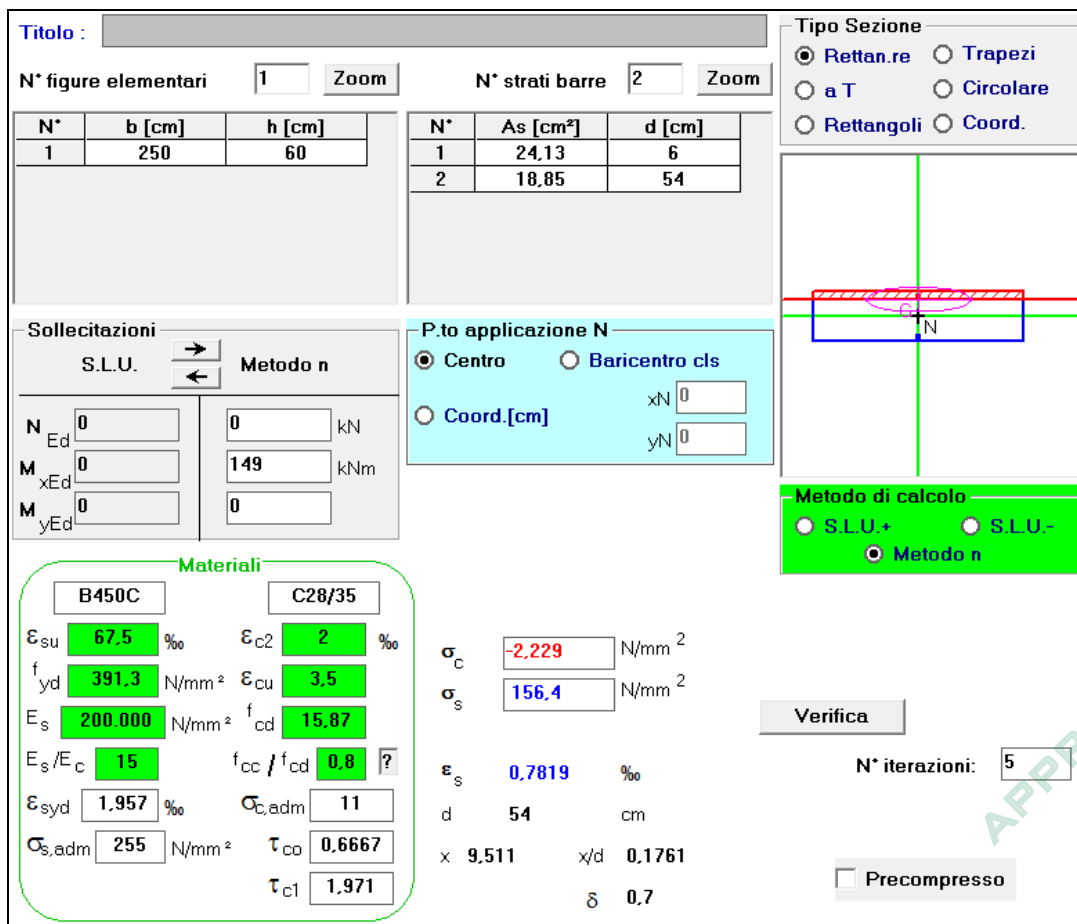
Essendo $M_{R,d} = 412 \text{ kNm} > M_{S,d} = 388 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.10.5.2 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 15 \times 2,50 \text{ m} = 38 \text{ kNm}$$



TITOLO : []

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24,13	6
2	18,85	54

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0


Materiali
 B450C C28/35
 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}: 15,87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{cl}: 1,971

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

Verifica
 N° iterazioni: 5
 Precompresso

σ_c: -2,229 N/mm²
 σ_s: 156,4 N/mm²
 ε_s: 0,7819 ‰
 d: 54 cm
 x: 9,511 x/d: 0,1761
 δ: 0,7

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 167 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

13.10.5.3 Verifica a fessurazione SLE

Il tasso di lavoro delle barre tese nella combinazione rara rispetta anche i limiti tensionali per il controllo della fessurazione contenuti nella tabella C4.1. Il delle istruzioni di NTC 2008.

Di conseguenza la verifica a fessurazione risulta soddisfatta sia per la combinazione frequente che quasi permanente.

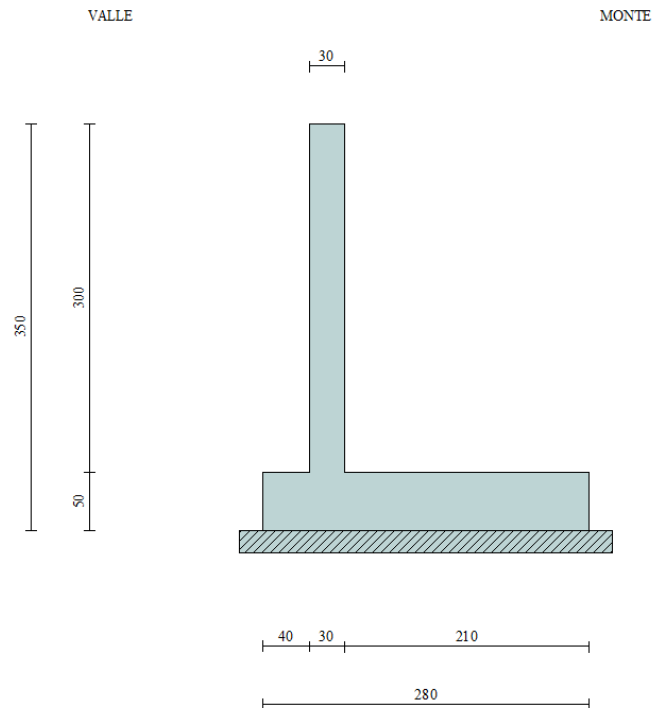
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.11 MURO DI SOSTEGNO CON H = 3.00 m

13.11.1 Geometria del muro



Le principali caratteristiche geometriche adottate nelle successive calcolazioni risultano:

H elevazione = 300 cm

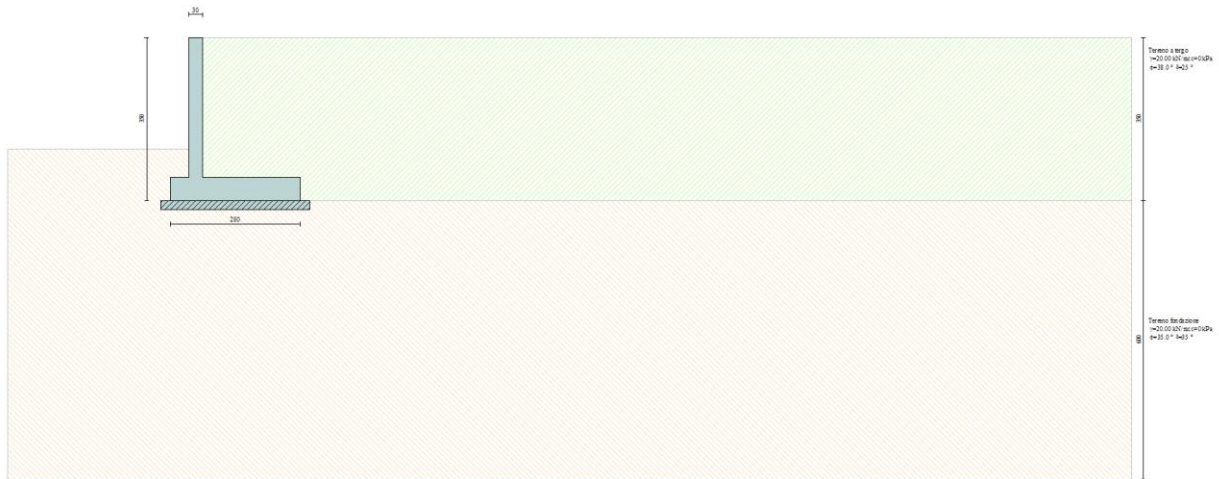
L_{tot} fondazione = 280 cm

Sp fondazione = 50 cm

L fondazione di monte = 40 cm

APPROVATO SDP

Di seguito la figura del modello di calcolo realizzato:



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.11.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro vengono riassunte nello schema seguente. Esse risultano tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

I dettagli del calcolo delle azioni in baricentro fondazione per le varie combinazioni di carico sono riportati in allegato.

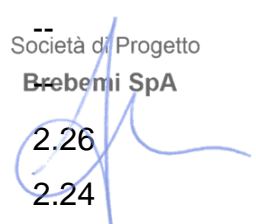
Simbologia adottata

- C** Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	4.52	--	14.71	--
2	A2-M2 - [1]	--	3.53	--	6.77	--
3	EQU - [1]	--	--	7.15	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	2.60
5	A1-M1 - [2]	--	3.28	--	8.22	--
6	A2-M2 - [2]	--	2.42	--	3.58	--
7	EQU - [2]	--	--	3.45	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	2.03
9	A1-M1 - [3]	--	2.16	--	3.10	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.70	--	1.52	--
11	EQU - [3]	--	--	1.57	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	2.12
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	3.73	--	13.19	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	3.80	--	12.70	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2.50	--	4.89	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2.46	--	5.08	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.84	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.34	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.26
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.24

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	3.64	--	11.74	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	3.58	--	12.19	--
23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.35	--	4.64	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.39	--	4.47	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.00	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.56	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.16
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.14
29	SLEQ - [1]	--	5.43	--	15.35	--
30	SLEF - [1]	--	5.04	--	13.91	--
31	SLEF - [1]	--	4.67	--	13.82	--
32	SLEF - [1]	--	5.43	--	15.35	--
33	SLER - [1]	--	4.09	--	10.96	--
34	SLER - [1]	--	4.27	--	11.89	--
35	SLER - [1]	--	4.88	--	14.77	--

APPROVATO SDP

13.11.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

In tabella si riassumono le sollecitazioni significative agenti sulla fondazione all'attacco con l'elevazione del muro per metro di sviluppo di struttura.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE		
	M_{MAX} (kNm/m)	T_{MAX} (kN/m)	N (kN/m)
SLU	195	132	0
RARA	27	-	0

Per l'equilibrio del nodo di attacco tra elevazione e fondazione, le sollecitazioni flessionali massime agenti sull'elevazione sono quelle riportate nella tabella stessa.

Quindi l'elemento prefabbricato in elevazione dovrà presentare caratteristiche meccaniche di resistenza tali da garantire almeno il momento resistente su riportato.

Si riportano inoltre le sollecitazioni per la sezione di minore armatura, posta alla distanza di 1,25 m dallo spigolo di monte della fondazione.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE	
	M_{MAX} (kNm/m)	N (kN/m)
SLU	88	0
RARA	10	0

APPROVATO SDP

13.11.4 Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 12 \Phi 18$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 14$$

13.11.4.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 195 \times 2,50 \text{ m} = 488 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	50	1	18,47	6
			2	30,54	44

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Materiali

B450C

ϵ_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ϵ_{syd} ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm²

C28/35

ϵ_{c2} ‰

ϵ_{cu}

f_{cd}

f_{cc}/f_{cd} ?

$\sigma_{c,adm}$

τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

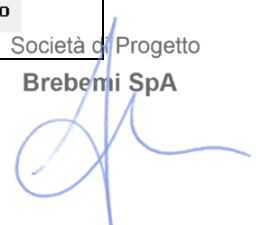
N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Società di Progetto
Brebemi SpA



Essendo $M_{R,d} = 515,6 \text{ kNm} > M_{S,d} = 488 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.11.4.2 Verifica a taglio SLU

$$T_{S,d} = 132 \text{ kN/m}$$

$$M_{S,d} = 195 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

V_{sdu}	132	kN
M_{sdu}	195	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm^2
b_w	100	cm
d	45,00	cm
A_{sl}	12,21	cm^2
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2,50	
θ_{imposto}	-	gradi
A_{sw}	0	cm^2
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm^2
f_{yd}	391,304	N/mm^2
σ_{cp}	0,0000	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	176,928	kN

APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

conseguenza la verifica a fessurazione risulta soddisfatta per quanto contenuto nella tabella C.4.1.1I delle Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni del D.M. 14 gennaio 2008.

13.11.5 Verifiche strutturali sezione di minor armatura

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 6 \Phi 18$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 14$$

13.11.5.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 88 \times 2,50 \text{ m} = 220 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	50	1	18,47	6
			2	15,27	44

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

Materiali
 B450C C28/35
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} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm
 Precompresso

Essendo $M_{R,d} = 282,3 \text{ kNm} > M_{S,d} = 220 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.11.5.2 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 10 \times 2,50 \text{ m} = 25 \text{ kNm}$$

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="2"/> Zoom		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	50	1	18,47	6
			2	15,27	44

Solllecitazioni		Metodo n	
S.L.U.		←	
N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="89"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN <input type="text" value="0"/>
	yN <input type="text" value="0"/>

Materiali	
<input type="text" value="B450C"/>	<input type="text" value="C28/35"/>
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} / f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ _{cl} <input type="text" value="1.971"/>

σ _c	<input type="text" value="-2.058"/> N/mm²
σ _s	<input type="text" value="141.6"/> N/mm²
ε _s	<input type="text" value="0.708"/> ‰
d	<input type="text" value="44"/> cm
x	<input type="text" value="7.876"/>
x/d	<input type="text" value="0.179"/>
δ	<input type="text" value="0.7"/>

Metodo di calcolo	
<input type="radio"/> S.L.U. +	<input type="radio"/> S.L.U. -
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

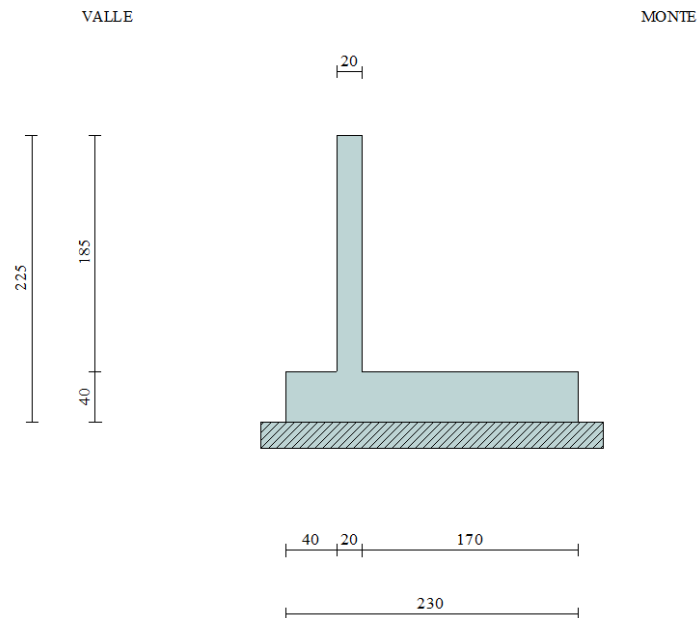
13.11.5.3 Verifica a fessurazione SLE

Il tasso di lavoro delle barre tese nella combinazione rara rispetta anche i limiti tensionali per il controllo della fessurazione contenuti nella tabella C4.1. Il delle istruzioni di NTC 2008.

Di conseguenza la verifica a fessurazione risulta soddisfatta sia per la combinazione frequente che quasi permanente.

13.12 MURO DI SOSTEGNO CON H = 1.85 m

13.12.1 Geometria del muro



Le principali caratteristiche geometriche adottate nelle successive calcolazioni risultano:

H elevazione = 185 cm

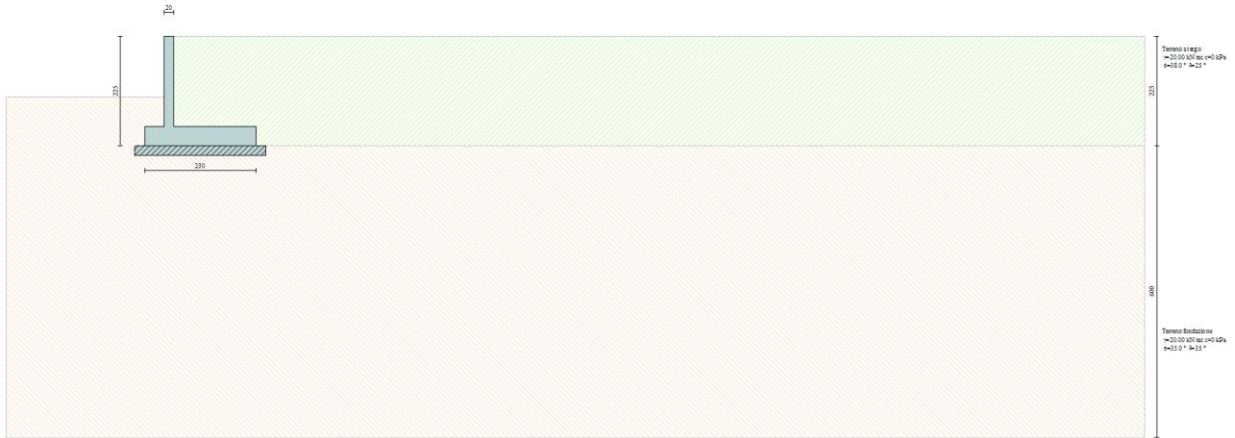
Ltot fondazione = 230 cm

Sp fondazione = 40 cm

L fondazione di monte = 40 cm

APPROVATO SDP

Di seguito la figura del modello di calcolo realizzato:



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.12.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro vengono riassunte nello schema seguente. Esse risultano tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

I dettagli del calcolo delle azioni in baricentro fondazione per le varie combinazioni di carico sono riportati in allegato.

Simbologia adottata

- C** Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	5.71	--	21.58	--
2	A2-M2 - [1]	--	4.47	--	10.02	--
3	EQU - [1]	--	--	11.39	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	3.59
5	A1-M1 - [2]	--	3.47	--	10.41	--
6	A2-M2 - [2]	--	2.55	--	4.67	--
7	EQU - [2]	--	--	3.62	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	2.32
9	A1-M1 - [3]	--	1.79	--	1.90	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.44	--	1.05	--
11	EQU - [3]	--	--	1.28	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	2.47
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	4.39	--	20.72	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	4.47	--	19.89	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2.98	--	8.09	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2.93	--	8.40	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	6.81	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7.98	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.96
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.93

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	4.20	--	17.85	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	4.13	--	18.65	--
23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.74	--	7.49	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.78	--	7.21	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7.25	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	6.28	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.71
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.69
29	SLEQ - [1]	--	6.67	--	21.34	--
30	SLEF - [1]	--	6.00	--	18.53	--
31	SLEF - [1]	--	4.85	--	18.15	--
32	SLEF - [1]	--	6.67	--	21.34	--
33	SLER - [1]	--	4.29	--	14.04	--
34	SLER - [1]	--	4.46	--	15.35	--
35	SLER - [1]	--	5.07	--	19.57	--

APPROVATO SDP

13.12.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

In tabella si riassumono le sollecitazioni significative agenti sulla fondazione all'attacco con l'elevazione del muro per metro di sviluppo di struttura.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE		
	M_{MAX} (kNm/m)	T_{MAX} (kN/m)	N (kN/m)
SLU	113	109	0
RARA	14	-	0

Per l'equilibrio del nodo di attacco tra elevazione e fondazione, le sollecitazioni flessionali massime agenti sull'elevazione sono quelle riportate nella tabella stessa.

Quindi l'elemento prefabbricato in elevazione dovrà presentare caratteristiche meccaniche di resistenza tali da garantire almeno il momento resistente su riportato.

Si riportano inoltre le sollecitazioni per la sezione di minore armatura, posta alla distanza di 1,15 m dallo spigolo di monte della fondazione.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE	
	M_{MAX} (kNm/m)	N (kN/m)
SLU	59	0
RARA	8	0

APPROVATO SDP

13.12.4 Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 12 \Phi 16$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 12$$

13.12.4.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 113 \times 2,50 \text{ m} = 283 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="2"/> Zoom		
<input checked="" type="radio"/> Rettan.re	<input type="radio"/> Trapezi				
<input type="radio"/> a T	<input type="radio"/> Circolare				
<input type="radio"/> Rettangoli	<input type="radio"/> Coord.				

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	40	1	13.57	6
			2	24.13	34

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.		Metodo n	
N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	0	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="233"/>	0	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	0	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN <input type="text" value="0"/>
	yN <input type="text" value="0"/>

Materiali	
B450C	C28/35
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="15.87"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.971"/>

Tipo rottura	
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	
M _{xRd}	<input type="text" value="321,8"/> kNm
σ_c	<input type="text" value="-15,87"/> N/mm²
σ_s	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²
ϵ_c	<input type="text" value="3,5"/> ‰
ϵ_s	<input type="text" value="24,83"/> ‰
d	<input type="text" value="34"/> cm
x	<input type="text" value="4,2"/>
x/d	<input type="text" value="0,1235"/>
δ	<input type="text" value="0,7"/>

Metodo di calcolo	
<input checked="" type="radio"/> S.L.U.+	<input type="radio"/> S.L.U.-
<input type="radio"/> Metodo n	

Tipo flessione	
<input checked="" type="radio"/> Retta	<input type="radio"/> Deviata
N° rett.	<input type="text" value="100"/>

Calcola MRd	
Domino M-N	Col. modello
L _o	<input type="text" value="0"/> cm
<input type="checkbox"/> Precompresso	

Essendo $M_{R,d} = 321,8 \text{ kNm} > M_{S,d} = 283 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.12.4.2 Verifica a taglio SLU

$$T_{S,d} = 109 \text{ kN/m}$$


$$M_{S,d} = 113 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

V_{sdu}	109	kN
M_{sdu}	113	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm^2
b_w	100	cm
d	35,00	cm
A_{sl}	9,65	cm^2
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2,50	
θ_{imposto}	-	gradi
A_{sw}	0	cm^2
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm^2
f_{yd}	391,304	N/mm^2
σ_{cp}	0,0000	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	145,757	kN

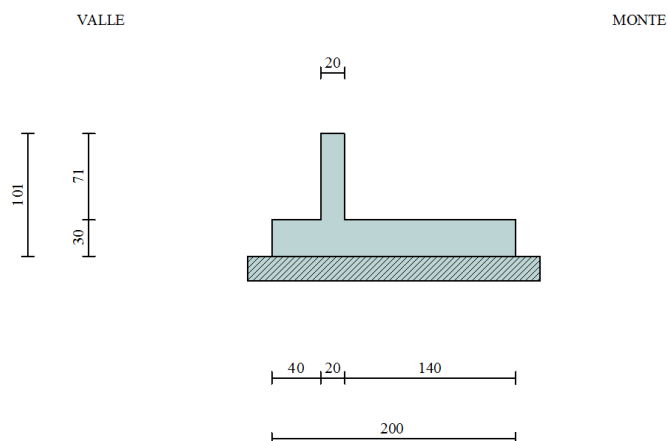
APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 188 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

13.13 MURO DI SOSTEGNO CON H = 0.71 m

13.13.1 Geometria del muro



Le principali caratteristiche geometriche adottate nelle successive calcolazioni risultano:

H elevazione = 71 cm

Ltot fondazione = 200 cm

Sp fondazione = 30 cm

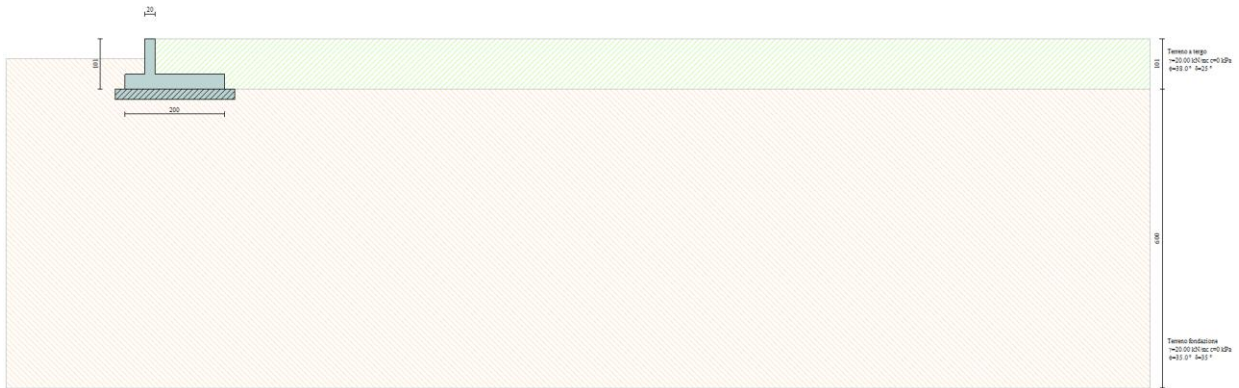
L fondazione di monte = 40 cm

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Di seguito la figura del modello di calcolo realizzato:



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



13.13.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro vengono riassunte nello schema seguente. Esse risultano tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

I dettagli del calcolo delle azioni in baricentro fondazione per le varie combinazioni di carico sono riportati in allegato.

Simbologia adottata

- C** Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	11.23	--	41.17	--
2	A2-M2 - [1]	--	8.84	--	18.39	--
3	EQU - [1]	--	--	41.74	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	6.56
5	A1-M1 - [2]	--	4.00	--	13.72	--
6	A2-M2 - [2]	--	2.98	--	6.29	--
7	EQU - [2]	--	--	4.08	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	2.53
9	A1-M1 - [3]	--	1.33	--	1.58	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.09	--	1.22	--
11	EQU - [3]	--	--	1.14	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	2.85
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	6.51	--	37.64	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	6.68	--	36.02	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	4.64	--	15.26	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	4.54	--	15.94	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	14.44	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	22.37	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4.71
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4.63


APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

4.71
4.63

21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	6.01	--	29.45	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	5.87	--	30.78	--
23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	4.04	--	12.92	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	4.12	--	12.37	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	19.07	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	13.03	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3.72
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3.67
29	SLEQ - [1]	--	11.88	--	35.63	--
30	SLEF - [1]	--	9.91	--	27.91	--
31	SLEF - [1]	--	4.62	--	23.24	--
32	SLEF - [1]	--	11.88	--	35.63	--
33	SLER - [1]	--	4.82	--	18.85	--
34	SLER - [1]	--	4.76	--	20.44	--
35	SLER - [1]	--	4.54	--	24.15	--

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 192 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

13.13.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

In tabella si riassumono le sollecitazioni significative agenti sulla fondazione all'attacco con l'elevazione del muro per metro di sviluppo di struttura.

COMBINAZIONE	FONDAZIONE		
	M_{MAX} (kNm/m)	T_{MAX} (kN/m)	N (kN/m)
SLU	50	77	0
RARA	9	-	0

Per l'equilibrio del nodo di attacco tra elevazione e fondazione, le sollecitazioni flessionali massime agenti sull'elevazione sono quelle riportate nella tabella stessa.

Quindi l'elemento prefabbricato in elevazione dovrà presentare caratteristiche meccaniche di resistenza tali da garantire almeno il momento resistente su riportato.

APPROVATO SDP

13.13.4 Verifiche strutturali sezione di attacco con l'elevazione

Si effettuano le verifiche per 2,50 m di sviluppo di fondazione.

Le caratteristiche della sezione di fondazione resistente sono:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tesa_superiore}} = 12 \Phi 12$$

$$A_{\text{comp_inferiore}} = 12 \Phi 10$$

13.13.4.1 Verifica a flessione SLU

$$M_{S,d} = 50 \times 2,50 \text{ m} = 125 \text{ kNm}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	30	1	9,42	5,5
			2	13,57	24,3

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

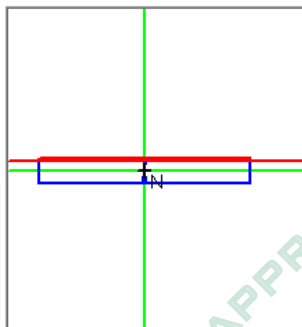
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Materiali

B450C

ε_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ε_{syd} ‰

σ_{s,adm} N/mm²

C28/35

ε_{c2} ‰

ε_{cu} ‰

f_{cd} N/mm²

f_{cc} / f_{cd} ?

σ_{c,adm} N/mm²

τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

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

Essendo $M_{R,d} = 125 \text{ kNm} > M_{S,d} = 138,8 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

13.13.4.2 Verifica a taglio SLU

$$T_{S,d} = 77 \text{ kN/m}$$

$$M_{S,d} = 50 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

V_{sdu}	77	kN
M_{sdu}	50	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm^2
b_w	100	cm
d	25,00	cm
A_{sl}	5,43	cm^2
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2,50	
θ_{imposto}	-	gradi
A_{sw}	0	cm^2
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm^2
f_{yd}	391,304	N/mm^2
σ_{cp}	0,0000	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	103,738	kN

APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

13.13.4.3 Verifica alle tensioni di esercizio SLE

Le verifiche a flessione vengono eseguite controllando che i valori delle tensioni ottenuti nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati per le combinazioni di carico SLE (rara), SLE (quasi permanente) rientrino all'interno dei valori limite relativi ai materiali utilizzati.

Combinazione SLE – rara

$$M_{SLE,RARA} = 9 \times 2,50 \text{ m} = 23 \text{ kNm}$$

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="2"/> Zoom		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	30	1	9,42	5,5
			2	13,57	24,3

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
N _{Ed}	0 kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN <input type="text" value="0"/>
M _{xEd}	43 kNm		yN <input type="text" value="0"/>
M _{yEd}	0		

Materiali			
B450C	C28/35		
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}	15,87
E _s /E _c	15	f _{cc} / f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{cd}	0,6667
		τ _{c1}	1,971

σ _c	-2,769 N/mm²
σ _s	141,1 N/mm²
ε _s	0,7056 ‰
d	24,3 cm
x	5,526
x/d	0,2274
δ	0,7243

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Poiché i valori di σ_c e σ_s con la combinazione più gravosa (rara) rispettano anche i limiti tensionali prescritti per la combinazione meno gravosa (quasi – permanente) e quindi più restrittivi, le verifiche per entrambe le condizioni sono soddisfatte.

13.13.4.4 Verifica a fessurazione SLE

Il tasso di lavoro dell'acciaio nella combinazione rara risulta inferiore a 200 MPa, di conseguenza lo è anche nelle condizioni frequente e quasi permanente con cui si deve effettuare la verifica a fessurazione. Di conseguenza la verifica a fessurazione risulta soddisfatta per quanto contenuto nella tabella C.4.1.11 delle Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni del D.M. 14 gennaio 2008.

14. MURI REDIRETTIVI

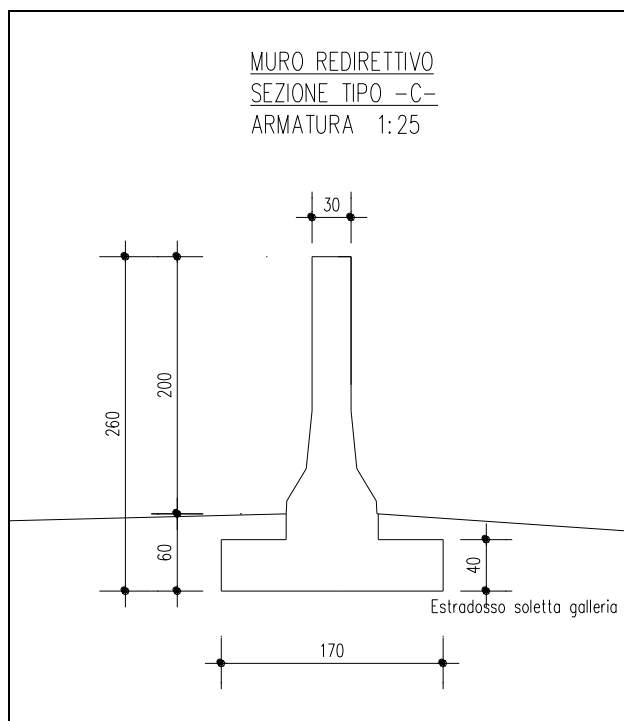
In questo capitolo si riportano le verifiche strutturali e geotecniche dei muri redirettivi relativi al sottopasso SOAX1 in parola.

I muri sono stati dimensionati considerando l'azione dell'urto veicolare in quanto tale azione risulta di gran lunga più onerosa rispetto a tutte le altre sollecitazioni la struttura.

I muri sono caratterizzati da elevazione e fondazione in conglomerato cementizio armato gettata in opera e sono tutti fondati su una platea continua di larghezza pari a 1,70 m e altezza pari a 0,40 m.

Si riportano le verifiche per la sezione tipologica C in quanto quella caratterizzata da minor peso in elevazione e quindi quella più gravosa ai fini delle verifiche geotecniche.

Nella figura seguente si riportano le caratteristiche geometriche della sezione oggetto di verifica.



APPROVATO SDP

14.1 Stratigrafia e parametri geotecnici

Il dimensionamento e le verifiche delle opere in oggetto sono state effettuate considerando i seguenti parametri geotecnici caratteristici in accordo alla Relazione Geotecnica di riferimento.


Per quanto riguarda le verifiche relative al terreno di fondazione dei muri si assume quanto segue:

Ghiaia sabbiosa

$\gamma_k =$	20 kN/m ³	peso specifico
$\phi'_k =$	35°	angolo di attrito
$c'_k =$	0 kN/m ²	coesione

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 197 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

14.2 Caratterizzazione sismica

Per la struttura in parola l'azione sismica non risulta dimensionante.

14.3 Analisi dei carichi

14.3.1 Peso proprio

Nel calcolo della struttura in oggetto è stato considerato il peso proprio delle strutture in conglomerato cementizio armato con peso specifico:

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

14.3.2 Urto veicolare

L'azione dell'urto veicolare è stata valutata sulla base delle indicazioni riportate nel paragrafo 3.6.3 del D.M. 2008.

Si considera quindi una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN, applicata su una linea di 0,50 m ad una quota +1,00 m rispetto al livello del piano di marcia.


Si assumono conservativamente 6,0 m di sviluppo di muro ai fini della collaborazione dovuta all'azione da urto.

Si ottengono le seguenti azioni ad intradosso fondazione:

$$T_{URTO} = 100 \text{ kN}$$

$$M_{URTO} = T_{URTO} \times (1 + 0,20 + 0,40) \text{ m} = 160 \text{ kNm}$$

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 198 di 214
--	----------------------------	---	-------------	----------------------

14.4 Combinazioni di carico

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite.

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 del sovracitato *D.M. 14/01/2008*.

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

-SLU di tipo geotecnico (GEO), di stabilità globale (STAB) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (STAB);
- scorrimento sul piano di posa (GEO);
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (GEO);
- ribaltamento (EQU).

-SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2", che prevede, per le verifiche STR e GEO, le due seguenti combinazioni di calcolo:

Combinazione unica	A1+M1+R3	STR e GEO
--------------------	----------	-----------

per la quale valgono i coefficienti parziali di seguito riportati.

La verifica al ribaltamento viene seguita secondo la combinazione EQU, i cui coefficienti di sicurezza sono di seguito riportati, adottando per il calcolo delle spinte i coefficienti parziali del gruppo (M2).

Si omette la verifica di stabilità globale in quanto largamente soddisfatta.

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti	
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti	
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili	
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili	
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato	
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata	
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata	
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo	
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce	

Società di Progetto
Brebemi SpA



Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1.00	1.00


Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1.00	1.00

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	200 di 214

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	
Coeff. di combinazione carichi da traffico	$\Psi_0= 0.70$	$\Psi_1= 0.50$	$\Psi_2= 0.20$
Coeff. di combinazione carichi da vento	$\Psi_0= 1.00$	$\Psi_1= 1.00$	$\Psi_2= 0.00$

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

Eccezionale $\Rightarrow G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ (urto da svio veicolare)

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


Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Le verifiche agli stati limite di esercizio non risultano significative.

Si riportano di seguito le verifiche relative alla sola combinazione eccezionale con urto in quanto l'unica dimensionante.

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 201 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

14.5 Crieri di calcolo

14.5.1 Verifiche geotecniche

14.5.1.1 Ribaltamento del muro

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$


Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Con riferimento alla combinazione EQU dell'Approccio 2, la stabilità del muro risulta accettabile se il coefficiente di sicurezza μ_r è maggiore o uguale a 1.0.

14.5.1.2 Traslazione sul piano di posa

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 202 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Con riferimento alla combinazione GEO dell'Approccio 2, il coefficiente di sicurezza imposto dalla normativa deve rispettare la condizione $\mu_s \geq 1.1$.

14.5.1.3 Carico limite fondazione terreno

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$


Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_{c_s} d_{c_c} i_{c_c} g_c b_c + q N_{q_s} d_{q_c} i_{q_c} g_q b_q + 0.5 B \gamma N_{\gamma_s} d_{\gamma_c} i_{\gamma_c} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 203 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi tg\phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) ctg\phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) tg\phi$$

Con riferimento alla combinazione GEO dell'Approccio 2, il coefficiente di sicurezza imposto dalla normativa deve rispettare la condizione $\mu_s \geq 1.4$.

14.5.1.4 Stabilità globale

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.


Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) tg\phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 204 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

$$m = \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_i \cdot \tan \phi_i \cdot \tan \alpha_i}{c_i} \cos \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.


L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Con riferimento alla combinazione A2+M2+R2 STAB, il coefficiente di sicurezza imposto dalla normativa deve rispettare la condizione $\mu_s \geq 1.1$.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65306-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 205 di 214
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

14.5.2 Verifiche strutturali

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008, gli elementi strutturali verranno verificati per i seguenti Stati Limite:

- ✓ Stato Limite Ultimo (flessione e taglio)

14.5.2.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$


con $\gamma_E = \gamma_F$,

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza dell'elemento strutturale in oggetto.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65306-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000100	A00	206 di 214

14.6 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro vengono riassunte di seguito. Esse risultano tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

Lunghezza collaborante di muro L	6 m
Larghezza muro B	1,7 m
Spessore fondazione s	0,4 m
Peso specifico calcestruzzo γ_{cls}	25 kN/m ³
Peso fondazione P_{fond}	102,00 kN

Azioni Permanenti in sommità fondazione	
Sforzo normale (Peso elevazione) N_p	129,00 kN
Momento in direzione trasversale M_{tp}	0,00 kNm
Taglio in direzione trasversale T_{tp}	0,00 kN
Momento in direzione lunghezza M_{lp}	0,00 kNm
Taglio in direzione lunghezza T_{lp}	0,00 kN

Azioni Eccezionali a base plinto	
Sforzo normale N_v	0,00 kN
Momento in direzione trasversale M_{tv}	160,00 kNm
Taglio in direzione trasversale T_{tv}	100,00 kN
Momento in direzione lunghezza M_{lv}	0,00 kNm
Taglio in direzione lunghezza T_{lv}	0,00 kN

Peso Terreno imbarcato	
Larghezza terreno imbarcato B_t	1,00 m
Lunghezza terreno imbarcato L_t	6,00 m
Altezza terreno imbarcato H_t	0,20 m
Peso specifico terreno γ_t	20 kN/m ³

Peso totale terreno imbarcato P_{terr}	24,00 kN
--	----------

Verifica a ribaltamento - EQU

Coefficiente γ_{g1} - Permanente favorevole	0,90
--	------

Momento ribaltante di design in direzione trasversale	M_{r_d}	160,00 kNm
Momento stabilizzante caratteristico in direzione trasversale	$M_s = (P+P_{terr}) \times B / 2$	216,75 kNm
Momento stabilizzante di design in direzione trasversale	$M_{s_d} = M_s \times \gamma_{g1}$	195,08 kNm

FS_{rib_trasv}

1,22

Società di Progetto

Brebemi SpA

Azioni ad intradosso plinto - Combinazione Eccezionale URTO



Sforzo normale totale $N' = N_p + P_{fond} + P_{terr}$		255,00 kN
Momento in direzione trasversale Mt'		160,00 kNm
Taglio in direzione trasversale Tt'		100,00 kN
Momento in direzione lunghezza Ml'		0,00 kNm
Taglio in direzione lunghezza Tl'		0,00 kN

Eccentricità in direzione larghezza	$e_B = Mt' / N'$	0,627 m
Eccentricità in direzione lunghezza	$e_L = Ml' / N'$	0,000 m

Verifica allo scivolamento

Forza orizzontale destabilizzante H_d		100,00 kN
Carico verticale ad intradosso fondazione V_d		255,00 kN
Angolo di attrito per lo scorrimento (ϕ'_{cv})		38,00 °
Coefficiente d'attrito in fondazione α		0,781
Taglio resistente in fondazione $V_d \cdot \alpha$		199,23 kN

Forza orizzontale stabilizzante $V_d \cdot \alpha$		199,23 kN
FS scivolamento		1,99
γ_R minimo scivolamento		1,10

Dimensioni efficaci fondazione

Larghezza efficace B'		0,45 m
Lunghezza efficace L'		6,00 m

Pressione media sul terreno q		95,5 kPa
---------------------------------	--	----------

Affondamento da p.c. D		0,60 m
--------------------------	--	--------

Caratteristiche del terreno di fondazione

Peso specifico totale del terreno di fondazione γ		20,00 kN/m ³
Profondità della falda da p.c. z_f		50,00 m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione z_w		49,40 m
Peso specifico efficace base fondazione $B \quad \gamma'_{cB}$		20,00 kN/m ³
Peso specifico efficace base fondazione $L \quad \gamma'_{cL}$		20,00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno di fondazione ϕ'		35,00 °

Inclinazione terreno rispetto a orizzontale (dir trasv - B) ω_B		0,00 °
--	--	--------

Inclinazione terreno rispetto a orizzontale (dir long - L) ω_L		0,00 °
---	--	--------

Peso specifico del terreno latitante la fondazione γ'		20,00 kN/m ³
--	--	-------------------------

Pressione verticale efficace a quota imposta fondazione q'_0		12 kPa
--	--	--------

APPROVATO SDR

Società di Progetto

Progetti SpA

20,00 kN/m³

12 kPa

Coefficienti di capacità portante

N_γ	33,92
N_q	33,30
N_c	-

Coefficienti di inclinazione del carico

$i_{\gamma B'}$	0,20
$i_{q B'}$	0,34
$i_{\gamma L'}$	1,00
$i_{q L'}$	1,00

Coefficienti di forma

$s_{\gamma B'}$	0,99
$s_{q B'}$	1,014
$s_{\gamma L'}$	-25,83
$s_{q L'}$	8,73

Coefficienti di affondamento

$d_{\gamma B'}$	1,00
$d_{q B'}$	1,24
$d_{\gamma L'}$	1,00
$d_{q L'}$	1,03

Coefficienti per inclinazione terreno

$g_{\gamma B'} = g_{q B'}$	1,00
$g_{\gamma L'} = g_{q L'}$	1,00

Capacità portante limite di base

$$q_{lim\gamma B'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cB'} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma B'} \cdot d_{\gamma B'} \cdot i_{\gamma B'} \cdot g_{\gamma B'}$$

$$q_{lim\gamma L'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cL'} \cdot L' \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma L'} \cdot d_{\gamma L'} \cdot i_{\gamma L'} \cdot g_{\gamma L'}$$

$q_{lim\gamma B'}$	30 kPa
$q_{lim\gamma L'}$	-52568 kPa

Capacità portante limite per sovraccarico laterale

$$q_{limq B'} = q_0' \cdot N_q \cdot s_{q B'} \cdot d_{q B'} \cdot i_{q B'} \cdot g_{q B'}$$

$$q_{limq L'} = q_0' \cdot N_q \cdot s_{q L'} \cdot d_{q L'} \cdot i_{q L'} \cdot g_{q L'}$$

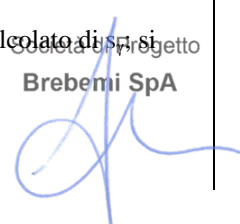
$q_{limq B'}$	168 kPa
$q_{limq L'}$	3578 kPa

Nella valutazione del termine di capacità portante $q_{lim\gamma}$ viene assunto $q_{lim\gamma B'}$ o $q_{lim\gamma L'}$ in base al valore calcolato di s_γ , si assumerà l'espressione per la quale risulta $s_\gamma > 0.6$.

Nella valutazione del termine di capacità portante q_{limq} tra $q_{limq B'}$ e $q_{limq L'}$ viene scelto quello minore.

APPROVATO S.D.P.

Brebemi SpA



	q_{limy}	30 kPa
	q_{limq}	168 kPa
Capacità portante a rottura	q_{lim}	199 kPa
γ_R minimo capacità portante		1,40
Capacità portante di design	q_{res_d}	141,8 kPa
Pressione media sollecitante di design	q_{soll_d}	95,5 kPa
FS capacità portante		1,49

APPROVATO SDP

14.7 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

Di seguito si riassumono le sollecitazioni significative agenti sulla mensola in elevazione e sulla fondazione.

Mensola in elevazione

Il massimo momento SLU nella combinazione urto vale:

$$M_{SLU\ URTO} = 100\text{ kN} \times 1,20\text{ m} / (0,50 + 1,20)\text{ m} = 70,6\text{ kNm/m}$$

$$T_{SLU\ URTO} = 100\text{ kN} / (0,50 + 1,20)\text{ m} = 58,9\text{ kN/m}$$

Fondazione

Le azioni allo SLU agenti ad intradosso fondazione valgono:

$$M_{SLU\ URTO} = 160\text{ kNm}$$

$$N_{SLU\ URTO} = 255\text{ kN}$$

Titolo : []

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 0 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	600	170

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 255 kN
M_{xEd}: 0 160 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	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 ‰	σ _{c,adm} : 9,75
σ _{s,adm} : 255 N/mm ²	τ _{co} : 0,6
	τ _{cl} : 1,829

σ_c: -0,1273 N/mm²
σ_s: [] N/mm²
ε_s: [] ‰
d: [] cm
x: 66,76 x/d: []
δ: []

Verifica

N° iterazioni: 6

Precompresso

La massima tensione sul terreno risulta quindi:

$$\sigma_{max_SLU} = 127,3\text{ kPa}$$

Da cui si ottengono le seguenti sollecitazioni SLU conservative sulla platea di fondazione:

$$M_{SLU\ URTO} = 127,3 \times 0,5^2 / 2 = 16\text{ kNm/m}$$

$$T_{SLU\ URTO} = 127,3 \times 0,5 = 64\text{ kN/m}$$

14.8 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dell'elevazione e della fondazione.

14.8.1 Elevazione

$$M_{SLU\ URTO} = 70,6 \text{ kNm/m}$$

$$T_{SLU\ URTO} = 58,9 \text{ kN/m}$$

Si effettua la verifica a flessione SLU facendo riferimento in via del tutto conservativa alla sezione di minimo spessore.

Sezione $b \times h = 100 \times 30 \text{ cm}$ armata con $\phi 16$ passo 20 cm ambo i lati.

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="1"/> Zoom		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	25
Sollecitazioni S.L.U. <input type="text"/> Metodo n <input type="text"/>			P.to applicazione N <input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls <input type="radio"/> Coord.[cm] xN <input type="text" value="0"/> yN <input type="text" value="0"/>		
N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN	Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato		
M _{xEd}	<input type="text" value="71"/>	<input type="text" value="0"/> kNm	Metodo di calcolo <input checked="" type="radio"/> S.LU.+ <input type="radio"/> S.LU.- <input type="radio"/> Metodo n		
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	Tipo flessione <input checked="" type="radio"/> Retta <input type="radio"/> Deviata		
Materiali <input type="text" value="B450C"/> <input type="text" value="C25/30"/>			M _{xRd} <input type="text" value="92,7"/> kN m		
ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> %	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> %	σ_c	<input type="text" value="-14,17"/> N/mm²	
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> %	σ_s	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	
E_s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="14,17"/>	ϵ_c	<input type="text" value="3,5"/> %	
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?	ϵ_s	<input type="text" value="22,06"/> %	
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/> %	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9,75"/>	d	<input type="text" value="25"/> cm	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0,6"/>	x	<input type="text" value="3,424"/>	x/d <input type="text" value="0,137"/>
		τ_{c1} <input type="text" value="1,829"/>			δ <input type="text" value="0,7"/>
			N° rett. <input type="text" value="100"/>		
			Calcola MRd <input type="button"/> Dominio M-N <input type="button"/>		
			L ₀ <input type="text" value="0"/> cm <input type="button"/> Col. modello <input type="button"/>		
			<input type="checkbox"/> Precompresso		

Essendo $M_{Res} = 92,7 \text{ kNm/m} > M_{SLU\ URTO} = 70,6 \text{ kNm/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta inoltre la verifica a taglio SLU.

V_{sdu}	59,0	kN
M_{sdu}	71	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	25,00	cm
A_{sl}	10,05	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	0,00	gradi
$ctg\theta$	#DIV/0!	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
A_{sw}	0	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	127,368	kN

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

APPROVATO SDP

14.8.2 Fondazione

$$M_{\text{SLU URTO}} = 16 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{SLU URTO}} = 64 \text{ kN/m}$$

Si effettua la verifica a flessione SLU della sezione $b \times h = 100 \times 40 \text{ cm}$ armata con $\phi 16$ passo 20 cm sia sopra che sotto.

Titolo :			Tipo Sezione																																				
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="1"/> Zoom																																				
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]																																		
1	100	40	1	10,05	35																																		
Sollecitazioni			P.to applicazione N																																				
S.L.U. Metodo n			<input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls <input type="radio"/> Coord.[cm] xN <input type="text" value="0"/> yN <input type="text" value="0"/>																																				
N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN	Tipo rottura																																				
M _{xEd}	<input type="text" value="16"/>	<input type="text" value="0"/> kNm	Lato calcestruzzo - Acciaio snervato																																				
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	Metodo di calcolo																																				
Materiali			<input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.- <input checked="" type="radio"/> Metodo n																																				
<table border="1"> <tr> <th>B450C</th> <th>C25/30</th> </tr> <tr> <td>ϵ_{su} 67,5 ‰</td> <td>ϵ_{c2} 2 ‰</td> </tr> <tr> <td>f_{yd} 391,3 N/mm²</td> <td>ϵ_{cu} 3,5 ‰</td> </tr> <tr> <td>E_s 200.000 N/mm²</td> <td>f_{cd} 14,17</td> </tr> <tr> <td>E_s/E_c 15</td> <td>f_{cc}/f_{cd} 0,8</td> </tr> <tr> <td>ϵ_{syd} 1,957 ‰</td> <td>$\sigma_{c,adm}$ 9,75</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²</td> <td>τ_{co} 0,6</td> </tr> <tr> <td></td> <td>τ_{cl} 1,829</td> </tr> </table>			B450C	C25/30	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} 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/mm²	τ_{co} 0,6		τ_{cl} 1,829	<table border="1"> <tr> <td>M_{xRd}</td> <td><input type="text" value="132"/> kNm</td> </tr> <tr> <td>σ_c</td> <td><input type="text" value="-14,17"/> N/mm²</td> </tr> <tr> <td>σ_s</td> <td><input type="text" value="391,3"/> N/mm²</td> </tr> <tr> <td>ϵ_c</td> <td><input type="text" value="3,5"/> ‰</td> </tr> <tr> <td>ϵ_s</td> <td><input type="text" value="32,31"/> ‰</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td><input type="text" value="35"/> cm</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td><input type="text" value="3,421"/></td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td><input type="text" value="0,09774"/></td> </tr> <tr> <td>δ</td> <td><input type="text" value="0,7"/></td> </tr> </table>			M _{xRd}	<input type="text" value="132"/> kNm	σ_c	<input type="text" value="-14,17"/> N/mm²	σ_s	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_c	<input type="text" value="3,5"/> ‰	ϵ_s	<input type="text" value="32,31"/> ‰	d	<input type="text" value="35"/> cm	x	<input type="text" value="3,421"/>	x/d	<input type="text" value="0,09774"/>	δ	<input type="text" value="0,7"/>
B450C	C25/30																																						
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} 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/mm²	τ_{co} 0,6																																						
	τ_{cl} 1,829																																						
M _{xRd}	<input type="text" value="132"/> kNm																																						
σ_c	<input type="text" value="-14,17"/> N/mm²																																						
σ_s	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²																																						
ϵ_c	<input type="text" value="3,5"/> ‰																																						
ϵ_s	<input type="text" value="32,31"/> ‰																																						
d	<input type="text" value="35"/> cm																																						
x	<input type="text" value="3,421"/>																																						
x/d	<input type="text" value="0,09774"/>																																						
δ	<input type="text" value="0,7"/>																																						
<table border="1"> <tr> <td>$\sigma_{c,adm}$</td> <td><input type="text" value="255"/> N/mm²</td> </tr> <tr> <td>τ_{co}</td> <td><input type="text" value="0,6"/></td> </tr> <tr> <td>τ_{cl}</td> <td><input type="text" value="1,829"/></td> </tr> </table>			$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,6"/>	τ_{cl}	<input type="text" value="1,829"/>	Tipo flessione <input checked="" type="radio"/> Retta <input type="radio"/> Deviata N° rett. <input type="text" value="100"/> Calcola MRd Dominio M-N L ₀ <input type="text" value="0"/> cm Col. modello <input type="checkbox"/> Precompresso																														
$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²																																						
τ_{co}	<input type="text" value="0,6"/>																																						
τ_{cl}	<input type="text" value="1,829"/>																																						

Essendo $M_{\text{Res}} = 132 \text{ kNm/m} > M_{\text{SLU URTO}} = 16 \text{ kNm/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta inoltre la verifica a taglio SLU.

V_{sdu}	16,0	kN
M_{sdu}	64	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	35,00	cm
A_{sl}	10,05	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	0,00	gradi
$ctg\theta$	#DIV/0!	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
A_{sw}	0	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	147,743	kN

APPROVATO SDP

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.