

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

TR - TRINCEE

TR00 - TRINCEE DI APPROCCIO ALLA GALLERIA ARTIFICIALE S.MARTINO

GENERALE

Relazione di calcolo strutture

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATOR Ing. Giovanni MALAVENDA ALBO INGEGNERI PROV. DI MESSINA n. 4503 Data: Settembre 2022	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona Data: Settembre 2022			-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
IN17	12	E	I2	CL	TR0000	002	D	- - - D - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Ing. Alberto Levorato	Settembre 2022

Progettazione:								
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
B	REVISIONE IF-NC	A. MURRU OM	30/06/22	L. ALFIERI LO	30/06/22	P. GALVANIN PS	30/06/22	
C	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ASACERT	A. MURRU OM	25/08/22	L. ALFIERI LO	25/08/22	P. GALVANIN PS	25/08/22	
D	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ITALFERR	A. MURRU OM	23/09/22	L. ALFIERI LO	23/09/22	P. GALVANIN PS	23/09/22	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1712EI2CLTR0000002D_00.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA		
				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. C
				Foglio 2 di 361

INDICE

1	INTRODUZIONE	8
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
2.1	Riferimenti Normativi.....	9
2.2	Specifiche tecniche	9
2.3	Documenti di progetto esecutivo	10
2.4	Software di calcolo.....	13
3	MATERIALI.....	14
4	CRITERI DI CALCOLO	15
4.1	Criteri e definizione dell'azione sismica	15
4.2	Combinazioni di carico.....	16
4.2.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	16
4.2.2	Combinazioni per la verifica allo SLE	17
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	18
5.1	Calcestruzzo per magrone.....	18
5.2	Calcestruzzo per fondazione e parete	18
5.3	Acciaio per cemento armato	18
5.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali	19
5.5	Copriferro minimo e copriferro nominale	19
6	PARAMETRI SISMICI	20
7	PARAMETRI GEOTECNICI	21
7.1	Inquadramento generale.....	21
7.2	Stratigrafia di riferimento per la tratta in esame.....	21
7.3	Livelli di falda	23
7.4	Definizione del coefficiente di sottofondo – sezioni tra diaframmi.....	23
7.5	Definizione del coefficiente di rigidezza delle molle orizzontali	26
7.6	Definizione del coefficiente di sottofondo – sezioni tra palancole	27
8	GEOMETRIA DELLE STRUTTURE e SEZIONI DI CALCOLO	28
9	MODELLAZIONE STRUTTURALE	35
9.1	Codice di calcolo	35
9.2	Modellazione adottata.....	35
9.2.1	Modellazione dell'interazione con i diaframmi	40
10	ANALISI DEI CARICHI	42
10.1	TR01 sez. A	43
10.1.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI).....	43
10.1.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	43
10.1.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)	44
10.1.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	45
10.1.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-).....	46
10.1.6	Ritiro (9 RITIRO).....	47



10.1.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	49
10.1.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)	53
10.1.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	54
10.1.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	54
10.1.11	Azione eccezionale (15 Urto)	54
10.1.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	54
10.1.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	57
10.2	TR01 sez. B	59
10.2.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)	59
10.2.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	59
10.2.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)	60
10.2.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	62
10.2.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)	62
10.2.6	Ritiro (9 RITIRO)	63
10.2.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	65
10.2.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)	69
10.2.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	70
10.2.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	71
10.2.11	Azione eccezionale (15 Urto)	71
10.2.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	72
10.2.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	75
10.3	TR02 sez. A	76
10.3.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)	76
10.3.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	76
10.3.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)	77
10.3.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	79
10.3.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)	79
10.3.6	Ritiro (9 RITIRO)	80
10.3.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	82
10.3.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)	87
10.3.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	88
10.3.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	88
10.3.11	Azione eccezionale (15 Urto)	88
10.3.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	89
10.3.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	92
10.4	TR02 sez. B	94
10.4.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)	94
10.4.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	94
10.4.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)	95
10.4.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	97



10.4.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)	97
10.4.6	Ritiro (9 RITIRO)	98
10.4.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	100
10.4.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)	105
10.4.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	106
10.4.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	107
10.4.11	Azione eccezionale (15 Urto)	107
10.4.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	108
10.4.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	111
10.5	TR02 sez. C (sezione tra diaframmi)	112
10.5.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)	112
10.5.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	112
10.5.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX)	113
10.5.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	114
10.5.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)	115
10.5.6	Ritiro (9 RITIRO)	116
10.5.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	118
10.5.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)	123
10.5.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	124
10.5.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	124
10.5.11	Azione eccezionale (15 Urto)	125
10.5.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	126
10.5.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	129
10.6	TR03 sez. A	131
10.6.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)	131
10.6.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	131
10.6.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)	132
10.6.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	134
10.6.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)	134
10.6.6	Ritiro (9 RITIRO)	135
10.6.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	137
10.6.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)	142
10.6.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	143
10.6.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	144
10.6.11	Azione eccezionale (15 Urto)	144
10.6.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	145
10.6.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	148
10.7	TR03 sez. B (sezione simmetrica tra diaframmi)	150
10.7.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)	150
10.7.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	150



10.7.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)	151
10.7.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	153
10.7.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-).....	154
10.7.6	Ritiro (9 RITIRO)	156
10.7.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	158
10.7.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b).....	164
10.7.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	166
10.7.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	168
10.7.11	Azione eccezionale (15 Urto).....	168
10.7.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	169
10.7.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	173
10.8	TR03 sez. C (sezione non simmetrica tra diaframmi)	175
10.8.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI).....	175
10.8.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	175
10.8.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX)	176
10.8.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	177
10.8.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-).....	178
10.8.6	Ritiro (9 RITIRO)	180
10.8.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	182
10.8.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b).....	188
10.8.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	190
10.8.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	192
10.8.11	Azione eccezionale (15 Urto).....	192
10.8.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	193
10.8.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	197
10.9	TR04 sez. A (sezione simmetrica tra diaframmi).....	198
10.9.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI).....	198
10.9.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	198
10.9.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)	199
10.9.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	201
10.9.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-).....	201
10.9.6	Ritiro (9 RITIRO)	203
10.9.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	204
10.9.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b).....	210
10.9.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	211
10.9.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	212
10.9.11	Azione eccezionale (15 Urto).....	213
10.9.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	214
10.9.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	218
10.10	TR04 sez. B (sezione non simmetrica tra diaframmi).....	220



10.10.1	Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI).....	220
10.10.2	Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)	220
10.10.3	Spinta del terreno (3 SPINTA SX)	221
10.10.4	Spinta della falda (4.5 FALDA)	222
10.10.5	Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-).....	223
10.10.6	Ritiro (9 RITIRO)	225
10.10.7	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)	226
10.10.8	Serpeggio (Load Cases 12a, 12b).....	231
10.10.9	Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)	233
10.10.10	Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)	234
10.10.11	Azione eccezionale (15 Urto).....	234
10.10.12	Azione sismica (Load Cases 16÷20)	235
10.10.13	Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)	239
11	CRITERI DI VERIFICA	241
11.1	Riferimenti normativi	241
11.2	Condizioni e combinazioni di carico adottate	242
11.2.1	Combinazioni SLU	243
11.2.2	Combinazioni SLV	245
11.2.3	Combinazioni SLE - Rara	246
12	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	248
12.1	Sollecitazioni TR01 sez. A	248
12.2	Sollecitazioni TR01 sez. B	251
12.3	Sollecitazioni TR02 sez. A	254
12.4	Sollecitazioni TR02 sez. B	257
12.5	Sollecitazioni TR02 (sezione tra diaframmi)	261
12.6	Sollecitazioni TR03 (sezione tra palancole)	264
12.7	Sollecitazioni TR03 (sezione simmetrica tra diaframmi).....	268
12.8	Sollecitazioni TR03 (sezione non simmetrica tra diaframmi)	272
12.9	Sollecitazioni TR04 (sezione simmetrica tra diaframmi).....	277
12.10	Sollecitazioni TR04 (sezione non simmetrica tra diaframmi).....	281
13	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO	286
13.1	Verifiche a presso-flessione.....	286
13.2	Verifiche a taglio	286
13.3	Verifiche delle tensioni in esercizio.....	287
13.4	Verifiche a fessurazione	287
14	VERIFICHE STRUTTURALI.....	288
14.1	Verifiche strutturali TR01 sez. A	290
14.2	Verifiche strutturali TR01 sez. B	295
14.3	Verifiche strutturali TR02 sez. A	299
14.4	Verifiche strutturali TR02 sez. B	303

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17Lotto
12Codifica Documento
EI2CLTR0000002Rev.
DFoglio
7 di 361

14.5	Verifiche strutturali TR02 (sezione simmetrica tra diaframmi).....	306
14.6	Verifiche strutturali TR03 (sezione tra palancole).....	311
14.7	Verifiche strutturali TR03 (sezione simmetrica tra diaframmi).....	314
14.8	Verifiche strutturali TR03 (sezione non simmetrica tra diaframmi).....	319
14.9	Verifiche strutturali TR04 (sezione simmetrica tra diaframmi).....	323
14.10	Verifiche strutturali TR04 (sezione non simmetrica tra diaframmi).....	328
15	TR02 – TR03 – TR04: reazioni in testa diaframmi	333
16	TR01÷05: Verifica al galleggiamento – sezioni tra palancole	335
17	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	345
17.1	Analisi dei carichi	345
17.2	Stratigrafia e parametri geotecnici	346
17.3	Criteri di verifica della capacità portante.....	347
18	DIMENSIONAMENTO MARCIAPIEDE	354
19	DEFINIZIONE ARMATURE LONGITUDINALI E ANALISI DEGLI EFFETTI DEL RITIRO	356
19.1	Verifica armatura minima	357
19.2	Calcolo delle deformazioni conseguenti al ritiro	357
19.3	Determinazione dell'ampiezza delle fessure da ritiro impedito	359
20	GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI	361

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta il dimensionamento delle strutture interne delle opere denominate Trincee TR01÷05 di approccio alla galleria GA01 San Martino Buon Albergo della Linea AV/AC Verona Padova, posta in corrispondenza del Primo Lotto Funzionale Verona – Bivio Vicenza, tra le progressive pk 4+942.53 e pk 6+842.53, per una lunghezza complessiva pari a 1900m.

Attraverso le trincee e la galleria in oggetto il tracciato sottopassa il nuovo svincolo autostradale di Verona Est, l'autostrada A4 e la Tangenziale Sud di Verona. I manufatti oggetto della presente relazione si estendono lato Verona dalla pk 4+072.53 alla pk 4+942+53 (TR01-TR03), mentre quelli lato Vicenza dalla pk 6+842.53 alla pk 7+192.53 (TR04-TR05).

Esse sono parte integrante del Progetto Esecutivo della Galleria artificiale GA01 San Martino Buon Albergo della Linea AV/AC Verona – Padova, posta in corrispondenza del Primo Lotto Funzionale Verona – Bivio Vicenza.

La successiva Figura 1-1 illustra un inquadramento schematico territoriale delle suddette trincee.

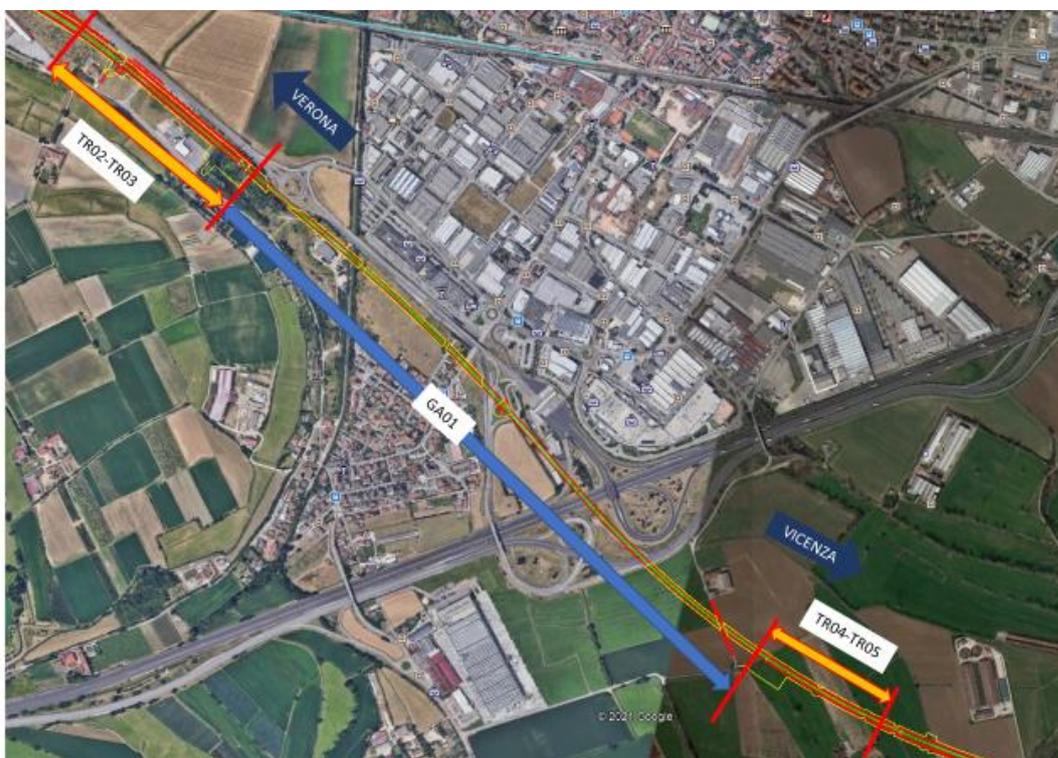


Figura 1-1 Planimetria di inquadramento galleria artificiale GA01 e trincee

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 9 di 361

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Riferimenti Normativi

Le normative di riferimento utilizzate nei calcoli e nei dimensionamenti delle strutture sono le seguenti:

- [1] **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- [2] **D.P.R. n. 380/2001** e s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- [3] **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- [4] **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"
- [5] **UNI EN 1992-1-1 2015 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- [6] **UNI EN 1992-1-2 aprile 2005 (EC2 "Progettazione strutturale contro l'incendio")** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [7] **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- [8] **Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (*norma STI*)
- [9] **AICAP-AGI (2012). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.** Raccomandazioni
- [10] **ACI 440.1 R-06**, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars
- [11] **CNR-DT 203/2006**, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars

2.2 Specifiche tecniche

- [1] Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- [2] Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- [5] "Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008" rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 10 di 361

2.3 Documenti di progetto esecutivo

TR00

IN1710EI2RHGE0000001	Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 1/2 (da 0+000 a 21+990)
IN1710EI2RBGE0000001	Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)
IN1710EI2RHGE0000003	Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
IN1710EI2RHGE0000005	Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
IN1710EI2RHGE0000007	Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite (da 0+000 a 21+990)
IN1711EI2L6GA0100001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche e profilo geotecnico
IN1712EI2ROTR0000001	Relazione generale
IN1712EI2ROTR0000002	Relazione di confronto PD/PE
IN1712EI2RITR0004001	Relazione idraulica smaltimento acque
IN1712EI2CLTR0000001	Opere sostegno degli scavi e tamponi di fondo - Relazione di calcolo
IN1712EI2CLTR0000002	Relazione di calcolo strutture
IN1712EI2P8TR0000001	Planimetria stato di fatto - Tav. 1
IN1712EI2P8TR0000002	Planimetria stato di fatto - Tav. 2
IN1712EI2P8TR0000003	Planimetria di progetto - Tav. 1
IN1712EI2P8TR0000004	Planimetria di progetto - Tav. 2
IN1712EI2F7TR0000001	Profilo longitudinale - Tav. 1
IN1712EI2F7TR0000002	Profilo longitudinale - Tav. 2
IN1712EI2W9TR0000001	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 1
IN1712EI2W9TR0000002	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 2
IN1712EI2W9TR0000003	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 3
IN1712EI2W9TR0000004	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 4
IN1712EI2W9TR0000005	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 5
IN1712EI2W9TR0000006	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 6
IN1712EI2W9TR0000007	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 7
IN1712EI2W9TR0000008	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 8
IN1712EI2W9TR0000009	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 9
IN1712EI2W9TR0000010	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 10
IN1712EI2PZTR0004001	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 1
IN1712EI2PZTR0004002	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 2
IN1712EI2PZTR0004003	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 3
IN1712EI2PZTR0004004	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 4
IN1712EI2PZTR0004005	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 5
IN1712EI2WZTR0000001	Sezioni tipo e dettagli

TR01

IN1712EI2PATR0100001A	Opere di sostegno e tamponi di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 1
-----------------------	---

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17Lotto
12Codifica Documento
EI2CLTR0000002Rev.
DFoglio
11 di 361

IN1712EI2PATR0100002A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 2
IN1712EI2PATR0100003A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 3
IN1712EI2WATR0104001A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Sezioni trasversali
IN1712EI2BATR0100001A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 1
IN1712EI2BATR0100002A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 2
IN1712EI2BATR0100003A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 3
IN1712EI2WBTR0100001A	Carpenteria - Sezioni trasversali
IN1712EI2BBTR0100001A	Conci TR01-1 ÷ TR01-10 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0100002A	Conci TR01-11 ÷ TR01-16 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0100003A	Conci TR01-17 ÷ TR01-22 - Carpenteria - Pianta e sezioni

TR02

IN1712EI2PATR0200001A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 1
IN1712EI2PATR0200002A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 2
IN1712EI2PATR0200003A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 3
IN1712EI2PATR0200004A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 4
IN1712EI2PATR0200004B	Opere di sostegno e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 4
IN1712EI2BATR0200001A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 1
IN1712EI2BATR0200002A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 2
IN1712EI2BATR0200003A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 3
IN1712EI2WBTR0200001A	Carpenteria - Sezioni trasversali
IN1712EI2BBTR0200001A	Conci TR02-1 ÷ TR02-5 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0200002A	Conci TR02-6 ÷ TR02-11 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0200003A	Concio TR02-12 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0200004A	Concio TR02-13 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0200005A	Conci TR02-14 - TR02-15 - Carpenteria - Pianta e sezioni

TR03

IN1712EI2PATR0300001A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 1
IN1712EI2PATR0300002A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 2
IN1712EI2PATR0300003A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 3
IN1712EI2PATR0300003B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 3
IN1712EI2PATR0300004A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 4
IN1712EI2PATR0300004B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 4
IN1712EI2PATR0300005A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 5
IN1712EI2PATR0300005B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 5
IN1712EI2PATR0300005C	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 5
IN1712EI2PATR0300006A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 6
IN1712EI2PATR0300006B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 6
IN1712EI2PATR0300007A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 7
IN1712EI2PATR0300007B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 7
IN1712EI2WATR0304001A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Sezioni trasversali Tav. 1
IN1712EI2WATR0304002A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Sezioni trasversali Tav. 2
IN1712EI2BATR0300001A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 1
IN1712EI2BATR0300002A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 2
IN1712EI2BATR0300003A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 3
IN1712EI2BATR0300004A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 4

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17Lotto
12Codifica Documento
EI2CLTR0000002Rev.
DFoglio
12 di 361

IN1712EI2BATR0300005A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 5
IN1712EI2BATR0300006A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 6
IN1712EI2WBTR0300001A	Carpenteria - Sezioni trasversali
IN1712EI2BBTR0300001A	Conci TR03-1 ÷ TR03-12 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0300002A	Conci TR03-13 ÷ TR03-26 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0300003A	Conci TR03-27 ÷ TR03-29 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0300004A	Conci TR03-30 ÷ TR03-32 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0300005A	Conci TR03-33 ÷ TR03-34 - Carpenteria - Pianta e sezioni

TR04

IN1712EI2PATR0400001A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 1
IN1712EI2PATR0400001B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 1
IN1712EI2PATR0400002A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 2
IN1712EI2PATR0400002B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 2
IN1712EI2PATR0400003A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 3
IN1712EI2PATR0400003B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 3
IN1712EI2PATR0400004A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 4
IN1712EI2PATR0400004B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 4
IN1712EI2PATR0400005A	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 5
IN1712EI2PATR0400005B	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 5
IN1712EI2WATR0404001A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Sezioni trasversali Tav. 1
IN1712EI2WATR0404002A	Opere di sostegno e tampone di fondo - Sezioni trasversali Tav. 2
IN1712EI2BATR0400001A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 1
IN1712EI2BATR0400002A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 2
IN1712EI2BATR0400003A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 3
IN1712EI2BATR0400004A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 4
IN1712EI2WBTR0400001A	Carpenteria - Sezioni trasversali
IN1712EI2BBTR0400001A	Conci TR04-1 ÷ TR04-4 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0400002A	Conci TR04-5 ÷ TR04-9 - Carpenteria - Pianta e sezioni
IN1712EI2BBTR0400003A	Conci TR04-10 ÷ TR04-19 - Carpenteria - Pianta e sezioni

TR05

IN1712EI2BATR0500001A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 1
IN1712EI2BATR0500002A	Carpenteria - Planimetria e profili longitudinali - Tav. 2
IN1712EI2WBTR0500001A	Carpenteria - Sezioni trasversali
IN1712EI2BBTR0500001A	Conci TR05-1 ÷ TR05-9 - Carpenteria - Pianta e sezioni

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 13 di 361

2.4 Software di calcolo

Per eseguire le analisi numeriche riportate nella presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:

- [1] Software di calcolo agli elementi finiti (FEM) SAP2000 versione 22.2.0



3 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nell' opera in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008 e di quanto prescritto dal Capitolato Generale d'Appalto delle Opere Civili di RFI.

Diaframmi

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC2
-	Rapporto A/C max	0.60
-	Classe di resistenza	C25/30
-	Classe di consistenza	S4/S5
-	Copriferro	60 mm
-	Diametro massimo aggregati	25 mm

Solette di fondazione

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC4
-	Rapporto A/C max	0.50
-	Classe di resistenza	C32/40
-	Classe di consistenza	S4/S5
-	Copriferro	50 mm
-	Diametro massimo aggregati	25 mm

Pareti in elevazione

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC4
-	Rapporto A/C max	0.50
-	Classe di resistenza	C32/40
-	Classe di consistenza	S5
-	Copriferro	50 mm
-	Diametro massimo aggregati	25 mm

Acciaio

-	Armature per c.a.	B450C
-	Per carpenteria metallica opere provvisionali	S355J0
-	Per palancole provvisionali	S355GP

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 15 di 361

4 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Il calcolo delle strutture interne in c.a. è eseguito in accordo con le indicazioni del cap. 4 delle NTC nonché del MdP ITF di cui al §2.2.

Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle NTC 2008 e del MdP sopra richiamato.

4.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al §4.2, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

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

Nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo. Si adotta pertanto per le opere in oggetto un fattore di struttura $q=1$.

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

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

La classe d'uso assunta è la III.

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

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

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

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

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

$$T_R(SLV) = -\frac{V_r}{\ln(1-P_{vr})} = 1424 \text{ anni}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 16 di 361

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, nell'ipotesi di struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La spinta si considera come un carico uniformemente distribuito su h_{tot} .

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

4.2 Combinazioni di carico

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

4.2.1 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 strutturali agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e la relativa combinazione prevista:

- combinazione 1 (A1+M1+R1) STR.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 17 di 361

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza ferroviari indicati in tabella 5.2.V e i coefficienti di combinazione dei carichi ferroviari della tabella 5.2.VI, presenti al capitolo 5.2.3.3.1 delle N.T.C.; per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C.

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

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

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

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

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

Coerentemente a quanto indicato nel §7.2.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, la componente verticale dell'azione sismica non viene messa in conto, essendo le strutture da realizzarsi in zona 3.

L'azione sismica è quindi calcolata come combinazione delle componenti orizzontali come $E = 1.0 \times E_x + 0.3 \times E_y$ con rotazione dei coefficienti moltiplicativi.

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.2.VI della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere ferroviarie, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa).

4.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi ferroviari della tabella 5.2.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.2.3.3.2 della norma.

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

Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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



5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

5.1 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

5.2 Calcestruzzo per fondazione e parete

Per la realizzazione delle trincee, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.169 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.446 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$

5.3 Acciaio per cemento armato

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

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\sigma_c = 0.75 \times f_{yk} = 337.50 \text{ N/mm}^2$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 19 di 361

- Fattore di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

5.4 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 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Solettone di fondazione:</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4
<u>Piedritti:</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4

5.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

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

Per il paramento e la fondazione, si adotterà cautelativamente un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 50 \text{ mm}$.



6 PARAMETRI SISMICI

L'opera ricade nel comune di Verona. I valori delle caratteristiche sismiche sono stati ricavati a partire dalle coordinate di diversi punti lungo lo sviluppo delle trincee. Nonostante le variazioni sui parametri siano di modesta entità, si è scelto di considerare la situazione più gravosa per il dimensionamento di tutte le sezioni della trincea.

Per l'inquadramento sismico si fa riferimento alla Relazione Geotecnica IN1710EI2RHGE0000005B.

Tratto	Progressive di riferimento		Categoria Sottosuolo	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)	S (-)	a_{max} (g)
S2	4+000	5+780.5	C	SLO	90	0.074	2.486	0.260	1.500	0.111
				SLD	151	0.095	2.426	0.266	1.500	0.143
				SLV	1424	0.230	2.434	0.284	1.364	0.314
				SLC	2475	0.282	2.380	0.290	1.297	0.366

7 PARAMETRI GEOTECNICI

7.1 Inquadramento generale

Per un quadro completo delle condizioni geotecniche ed idrogeologiche dell'opera si rimanda alla Relazione Geotecnica specifica delle trincee.

7.2 Stratigrafia di riferimento per la tratta in esame

Per l'analisi delle strutture delle trincee è stata individuata una stratigrafia di riferimento. I criteri utilizzati per la scelta della stratigrafia di calcolo sono stati i seguenti:

- battente idrico tra il livello di falda a lungo termine e quota di intradosso fondazione;
- massima altezza dei piedritti

La sezione scelta come rappresentativa delle trincee si trova in corrispondenza del tratto TR03 (si vedano i documenti IN1710EI2LZGE0000012B- IN1710EI2LZGE0000013B).

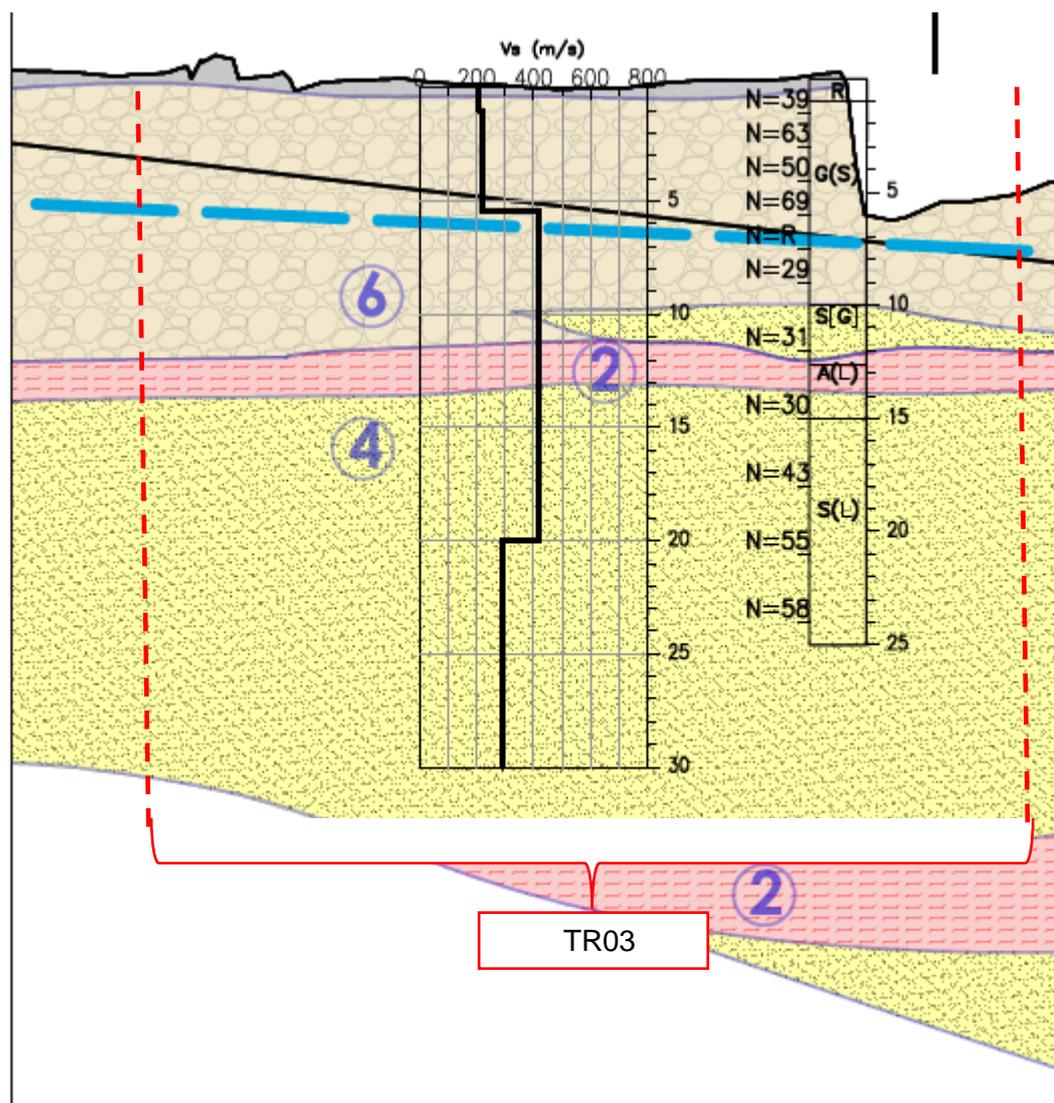


Figura 7-1 TR03 estratto del profilo geotecnico



I parametri di riferimento per la stratigrafia individuata sono:

- Riporto da p.c. a 0.6m
- Unità 6 da 0.6m a 12.3m
- Unità 2 da 12.3m a 16.m
- Unità 4 da 16m a 31m

I parametri geotecnici sono invece riassunti nella tabella sotto:

Tabella 1 Parametri geotecnici

Tabella 2: Parametri geotecnici caratteristici

Unità	Descrizione	g	c'	φ'	k	Cu	G₀	E_{VC}	E_{UR}
		[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[m/sec]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	Riporto	18-19	-	28 - 30	-	-		20	60
6	Ghiaie con sabbia	19-20	-	40 - 42	10-3/10-4	-	120-180	35-140**	1.6*E _{VC}
4	Sabbie	19-20	-	36 - 40	10-4/10-5	-	150-200	125-165**	1.6*E _{VC}
2	Limi argillosi*	19-20	5 -10	26 - 28	10-6/10-7	100 - 150	80	20	32

* i parametri si riferiscono allo strato limoso argilloso più superficiale di natura discontinua e riscontrabile a tratti al contatto tra sabbie e ghiaie

γ: Peso di volume

c': coesione efficace

φ: Angolo di resistenza al taglio

k: Permeabilità

Cu: Coesione non drenata

G₀: Modulo di taglio iniziale

E_{VC}: Modulo di Young di primo carico

E_{UR}: Modulo di Young di scarico/ricarico

Nei calcoli, per la valutazione della spinta del terreno sui piedritti delle trincee, si è fatto riferimento ai parametri geotecnici dell'unità 6, impiegando i seguenti valori caratteristici:

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

$$\varphi' = 40^\circ$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 23 di 361

7.3 Livelli di falda

I valori di soggiacenza misurati nei piezometri lungo la tratta in esame indicano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta essere inferiore a 3 m.

Ai fini progettuali, prendendo a riferimento i livelli di falda definiti nella Relazione Idrogeologica di tratta si assumeranno:

1. quota della falda di riferimento in fase di costruzione: pari alla falda media "misurata" incrementata di 0.5 m;
2. quota della falda a breve termine: pari alla falda media "misurata" incrementata di 3.0 m;
3. Quota di falda a lungo termine: pari alla falda media "misurata" incrementata di 4.5 m;

I livelli di falda di riferimento utilizzati nella progettazione delle opere sono stati definiti coerentemente con la ricostruzione riportata negli elaborati di dettaglio quale il profilo geotecnico.

Per il dimensionamento delle strutture è stato usato il livello della falda a lungo termine.

7.4 Definizione del coefficiente di sottofondo – sezioni tra diaframmi

Per la stima delle costanti di sottofondo da applicare nel modello è stato effettuato un calcolo dei cedimenti attesi per la sezione di larghezza 15.85 m, considerando la situazione più gravosa in cui la falda è a quota intradosso fondazione. In caso di massima falda, infatti, per le sezioni più profonde le verifiche al galleggiamento non sono soddisfatte e quindi la trincea è stabilizzata tramite la connessione con i diaframmi, mentre il carico netto sul terreno si annulla.

In questo modo è possibile stimare la reazione della costante di sottofondo ponendo:

$$k_w = q/\delta$$

Il valore della costante di sottofondo così assunta è la migliore stima possibile di tale parametro in quanto risulta legato alle caratteristiche geotecniche del terreno in sito ed alle condizioni geometriche e di carico reali del problema analizzato.

I cedimenti attesi possono essere valutati mediante l'espressione:

$$s = K_r \sum_i \frac{\Delta\sigma_{vi} \Delta h_i}{E_i}$$

in cui:

$\Delta\sigma_{vi}$ = incremento medio di pressione verticale nello strato i-esimo per effetto del carico applicato;

Δh_i = spessore dello strato i esimo in cui, ai fini del calcolo è stato suddiviso il terreno di fondazione

E_i = modulo elastico medio nello strato i esimo

K_r = coefficiente di rigidità; per fondazioni rigide si assume $K_r = 0.8$



I valori $\Delta\sigma_v$, $\Delta\sigma_x$ e $\Delta\sigma_y$ sono stati valutati, per la pressione netta agente sul piano di imposta, sulla base della teoria della elasticità riferita al semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq, mediante la soluzione di Jurgenson ('34). Il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a:

$$\nu' = 0.25$$

La sommatoria dei cedimenti è stata estesa fino a profondità per cui l'incremento medio delle pressioni $[(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)/3]$ risulta inferiore al 10 % della pressione efficace media preesistente: $[\sigma'_{vo} \times (1 + 2 K_o)/3]$

assumendo $K_o = 0.42$.

Data la profondità a cui si situa il manufatto e i valori di carico applicati in fondazione, il modulo elastico è stato calcolato considerando la risposta non lineare del materiale in funzione del carico reale in fondazione; a tal fine si è provveduto a calcolare il modulo elastico per piccole deformazioni E_o a partire dalla velocità delle onde di taglio ponendo:

$$G_o = \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2$$

(G_o = modulo di taglio)

$$E_o = 2 \times G_o \times (1 + \nu)$$

La velocità delle onde di taglio è stata posta pari al valor medio del profilo sismico di riferimento del terreno.

A favore di sicurezza non si è considerato l'incremento di rigidezza del terreno indotto dal consolidamento effettuato in fase preliminare per impermeabilizzare il fondo scavo.

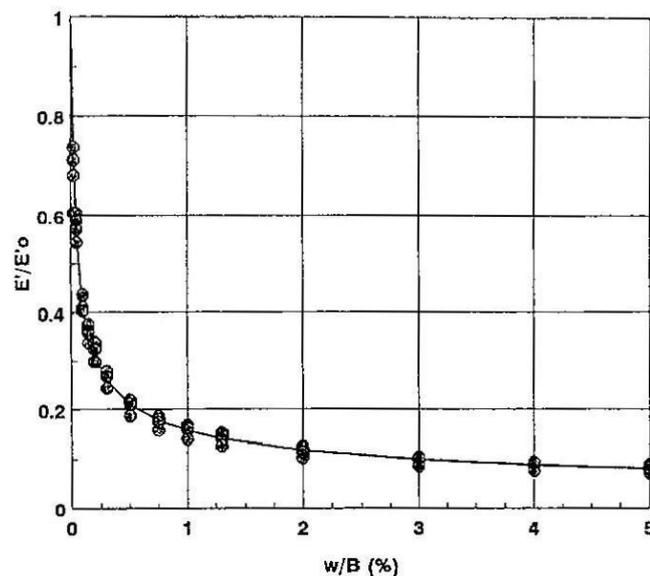


Figura 7-2 Curva di decadimento del modulo elastico – Berardi '99

Il modulo elastico "operativo" da utilizzare nel calcolo dei cedimenti è stato assunto pari a:



$E_{operativo} = k E_0$

in cui $k = 0.40$ per cedimento relativo s/B (B = dimensione minore della fondazione) minore o uguale allo 0.1 %. Per valori superiori del cedimento relativo il valore di k è stato calcolato secondo la curva di degradazione del modulo riportata in figura.

Il modulo operativo è stato assunto inizialmente in base ad un valore di $k = 0.40$ e si è iterato il calcolo nel caso di cedimento relativo $s/B > 0.1$ % fino a che i valori di k ed s/B non fossero fra loro congruenti.

Per la sezione tipo della trincea, il carico q in fondazione è stato valutato a partire dai pesi delle strutture interne.

Il calcolo è stato sviluppato con riferimento alle dimensioni reali della fondazione ed alla pressione media massima. Si è pertanto cautelativamente trascurata la sottospinta dovuta alla falda.

Con riferimento ai conchi della trincea TR03 si ha la seguente analisi dei carichi:

TABLE: Base Reactions		L
OutputCase	GlobalFZ	FZ/L
Text	KN	kN/m2
1 PESI PROPRI	782	49.36
2 PERMANENTI	521	32.91
10a LM71 SX	230	14.53
11a SW2 SX	201	12.68
13 MARCIAPIEDE	60	3.81
		113.29

Il carico medio massimo è quindi pari a 115 kPa.

Il carico netto in fondazione è stato valutato pari a:

$$q_{netto} = q_m - 1/3 q_0$$

ipotesi che equivale a considerare, cautelativamente, che il modulo di Young in ricarico sia più rigido di circa 1.5 volte il modulo in fase di carico.

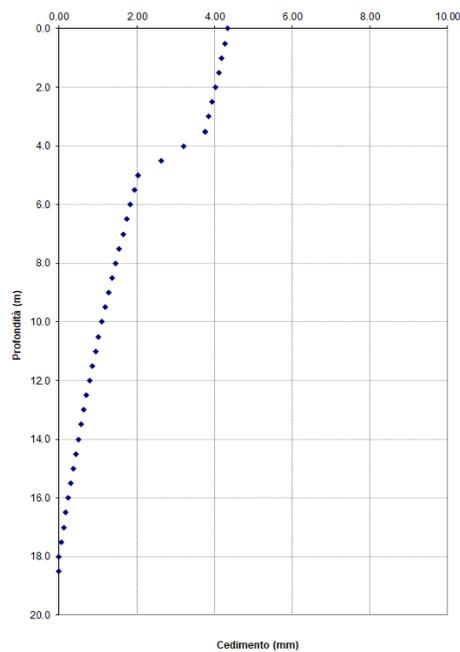
Poiché la quota di imposta del solettone di fondo per le sezioni più profonde è pari a 9 m circa :

$$q_0/3 = (9 \times 18)/3 = 54 \text{ kPa}$$

Il cedimento massimo in fondazione risulta pari a circa 4 mm.



Distribuzione del cedimento verticale con la profondità



Il valore della costante di sottofondo risulta:

- TR02 – TR03 – TR04 (sezioni tra diaframmi): $K = q/\delta = 115\text{kN/m}^2 / 0.0043\text{m} \sim 25.000 \text{ kN/m}^3$

7.5 Definizione del coefficiente di rigidezza delle molle orizzontali

La rigidezza delle molle applicate sui piedritti della struttura interna tra diaframmi dipende dal parametro di deformabilità del terreno E .

Tale modulo può essere ricavato grazie alla formula:

$$E = R \left(\frac{p}{p_a} \right)^n$$

Dove:

p è la pressione media del terreno

p_a è la pressione atmosferica

R e n sono quantità determinabili sperimentalmente.

Nel caso in esame sono stati impiegati $R=200000 \text{ MPa}$ e $n=0.5$.

Una volta calcolato il modulo E , la rigidezza delle molle è stata calcolata per mezzo della formula:

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 27 di 361

$$k_{w,piedritti} = \frac{E}{B(1 - \nu^2)}$$

7.6 Definizione del coefficiente di sottofondo – sezioni tra palancole

Utilizzando i criteri illustrati per le sezioni tra diaframmi, anche in questo caso la definizione delle costanti di sottofondo è stata effettuata in via cautelativa per massimizzare le azioni interne nella struttura e con la finalità di verifica delle sezioni in calcestruzzo armato.

I valori usati sono i seguenti:

- TR01: $K = 10480 \text{ kN/m}^3$
- TR02: $K = 11220 \text{ kN/m}^3$
- TR03: $K = 11300 \text{ kN/m}^3$



8 GEOMETRIA DELLE STRUTTURE e SEZIONI DI CALCOLO

Le sezioni più gravose ai fini del dimensionamento statico delle trincee TR01-TR05 possono essere raggruppate in 10 diverse tipologie, le cui caratteristiche principali sono indicate nella tabella seguente:

WBS		TR01		TR02			TR03			TR04	
sez. di calcolo		A	B	A	B	C	A	B	C	A	B
tipo		PAL	PAL	PAL	PAL	D.	PAL	D.S.	D.N.S	D.S.	D.N.S
CONCIO		10	22	5	15	13	12	34	34	8	1
I	m	14,04	14,04	14,04	14,04	14,04	14,04	14,04	14,04	14,04	14,04
h _{terreno}	m	2,40	3,45	3,95	5,05	5,00	6,56	9,34	9,34	5,70	6,85
h _{muro}	m	2,74	4,25	5,24	6,15	5,95	6,76	9,84	9,84	7,28	8,12
S _p	m	0,72	0,87	0,97	1,06	0,80	1,13	0,90	0,90	0,90	0,90
S _f	m	0,80	1,00	1,10	1,10	1,10	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10
L	m	17,44	19,34	19,34	21,40	15,64	22,44	15,84	15,84	15,84	15,84
H _{terreno}	m	3,20	4,45	5,05	6,15	6,10	7,76	10,44	10,44	6,80	7,95
H _{muro}	m	3,54	5,25	6,34	7,25	7,05	7,96	10,94	10,94	8,38	9,22
h _w	m	1,45	2,41	2,80	3,68	3,55	4,70	6,50	6,50	3,00	3,00
H _{Linea media muro}	m	3,14	4,75	5,79	6,7	6,5	7,36	10,39	10,39	7,83	8,67
H _{Linea media terreno}	m	2,8	3,95	4,5	5,6	5,55	7,16	9,89	9,89	6,25	7,4
H _{w,Linea media}	m	1,85	2,91	3,35	4,23	4,1	5,3	7,05	7,05	3,55	3,55
L _{scarpa}	m	0,98	1,78	1,68	2,62	0	3,07	0	0	0	0

Tabella 2 Caratteristiche geometriche sezioni di calcolo

Il tipo di sezione è:

PAL per i conci di trincea realizzati tra palancole

D. per le sezioni tra diaframmi

D.S. per le sezioni tra diaframmi simmetriche

D.N.S. per le sezioni tra diaframmi non simmetriche

Nella riga "concio" è indicato il numero di concio assunto come riferimento per la determinazione delle caratteristiche geometriche.

I	larghezza interna trincea
h _{terreno}	altezza terreno da estradosso fondazione
h _{muro}	altezza muro da estradosso fondazione
S _p = B1	spessore piedritti (base)
S _f	spessore fondazione
L	larghezza esterna trincea
H _{terreno}	altezza terreno da intradosso fondazione
H _{muro}	altezza muro da intradosso fondazione
h _w	altezza falda rispetto estradosso fondazione
H _{Linea media muro}	altezza muro dalla linea media della fondazione
H _{Linea media terreno}	altezza terreno dalla linea media della fondazione
H _{w,Linea media}	altezza falda dalla linea media della fondazione



$L_{scarpa} = B2$

lunghezza scarpa di fondazione

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

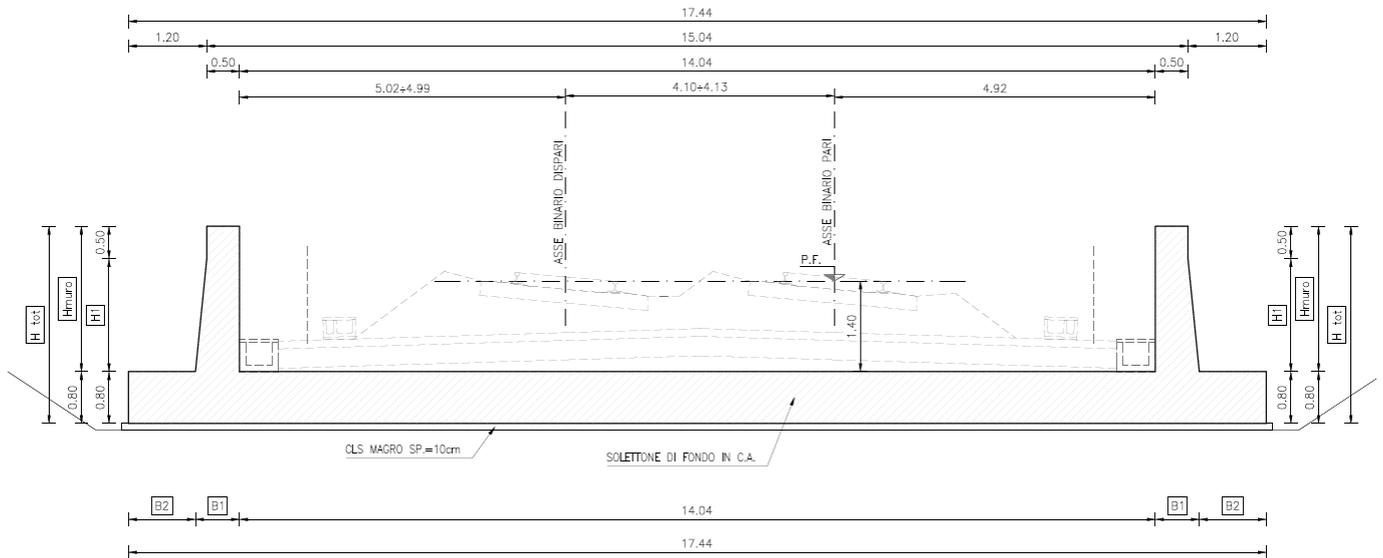


Figura 8-1 TR01 - sez. A

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

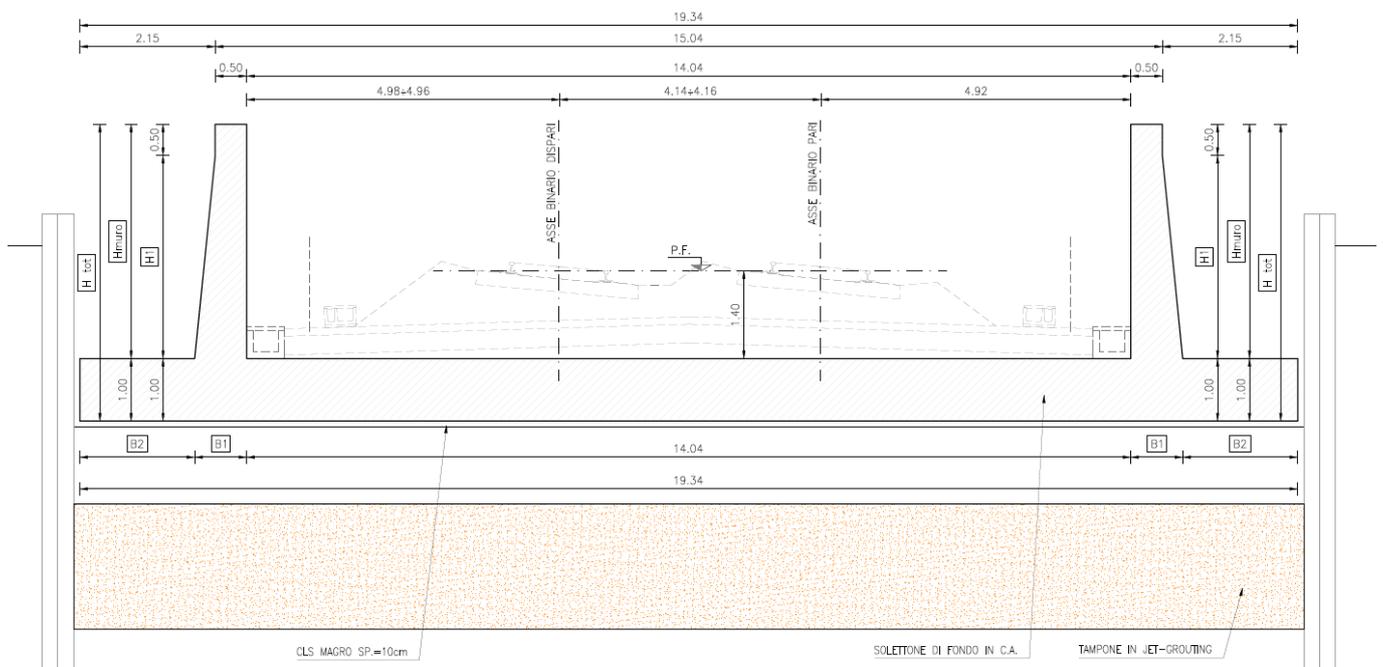


Figura 8-2 TR01 - sez. B



SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

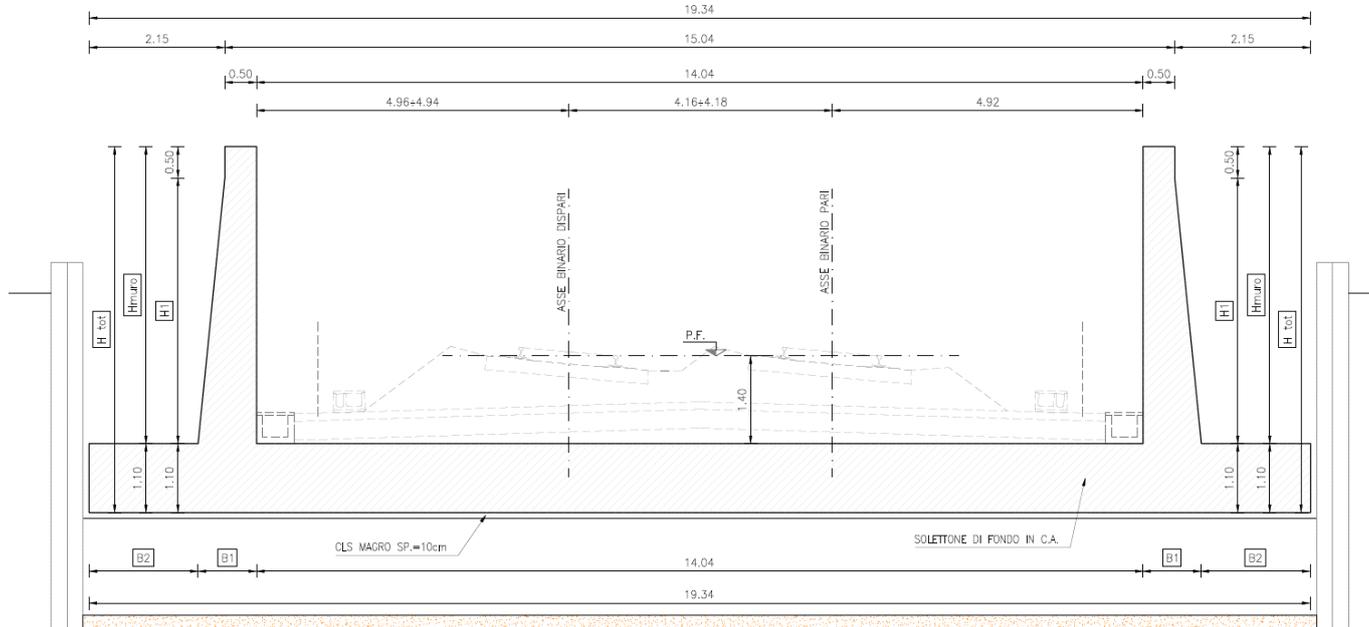


Figura 8-3 TR02 sez. A

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

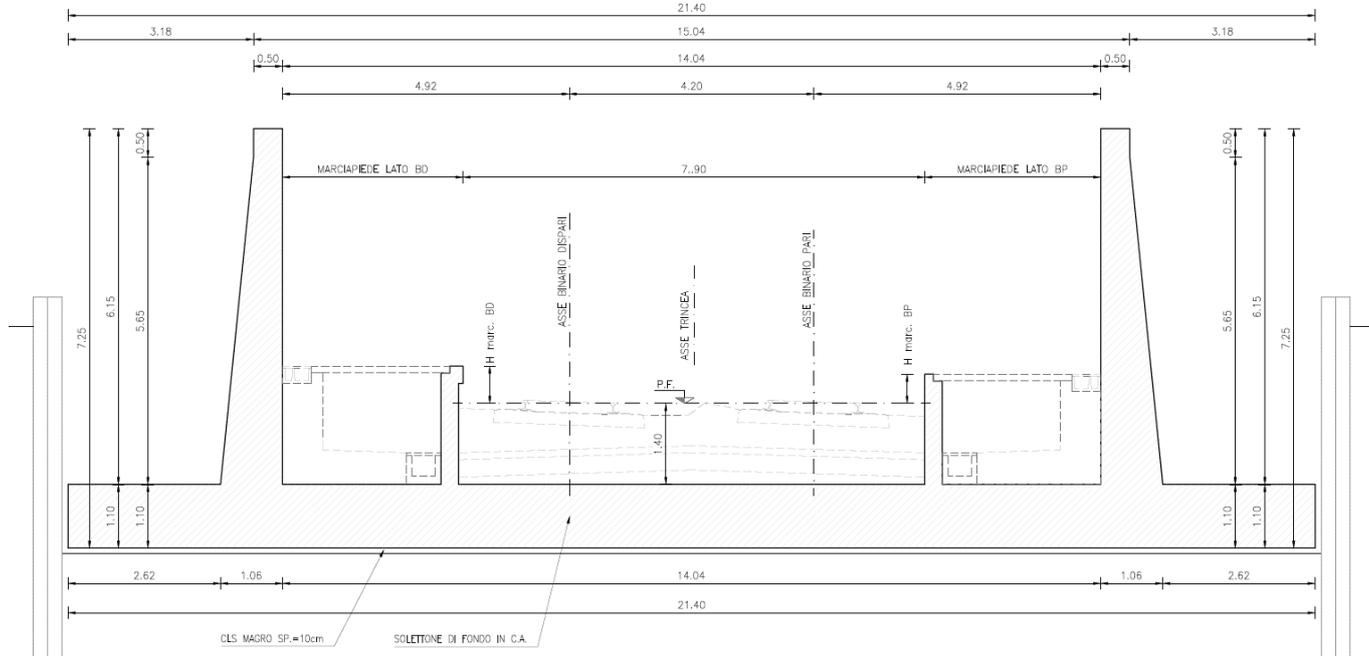


Figura 8-4 TR02 sez. B



SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

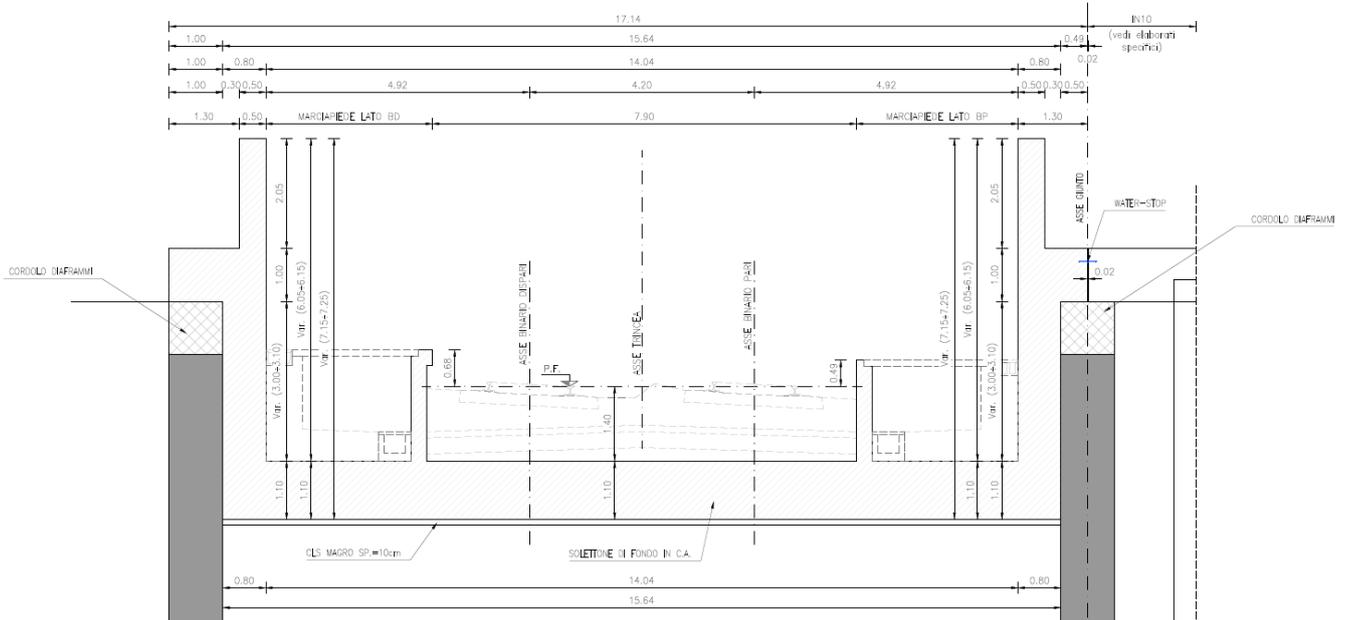


Figura 8-5 TR02 sez. C

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

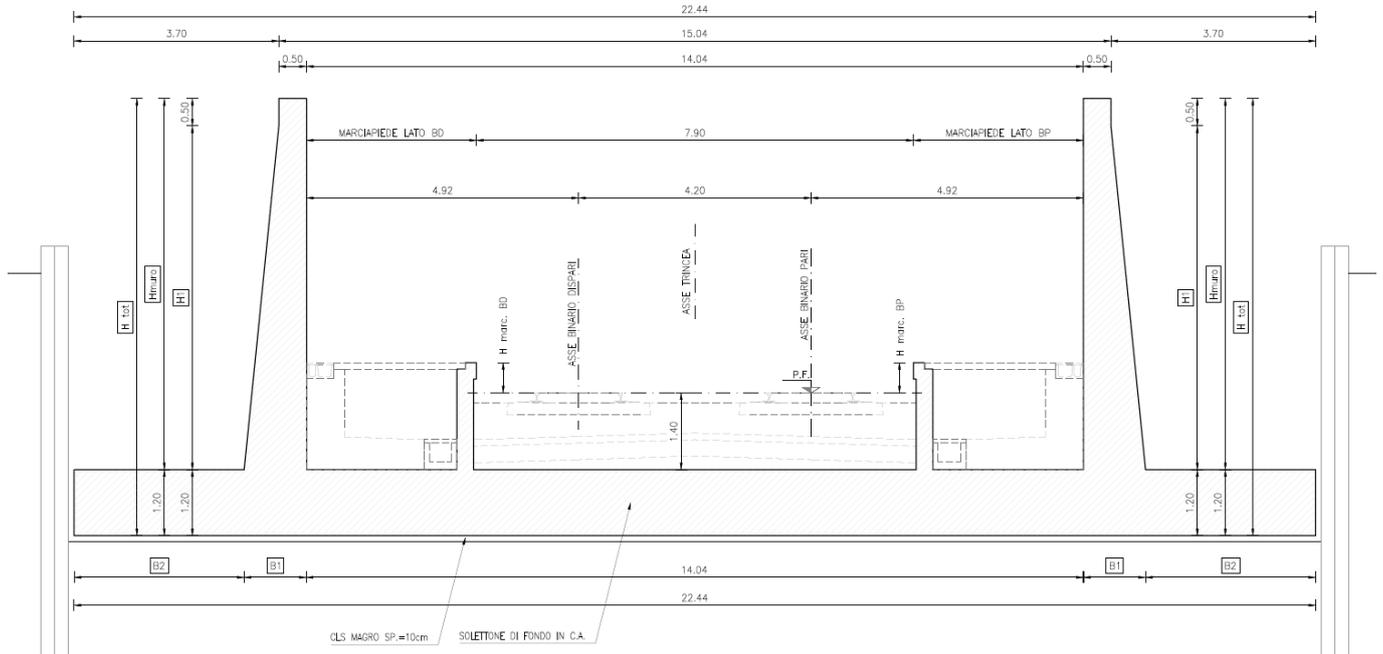


Figura 8-6 TR03 sez. A

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

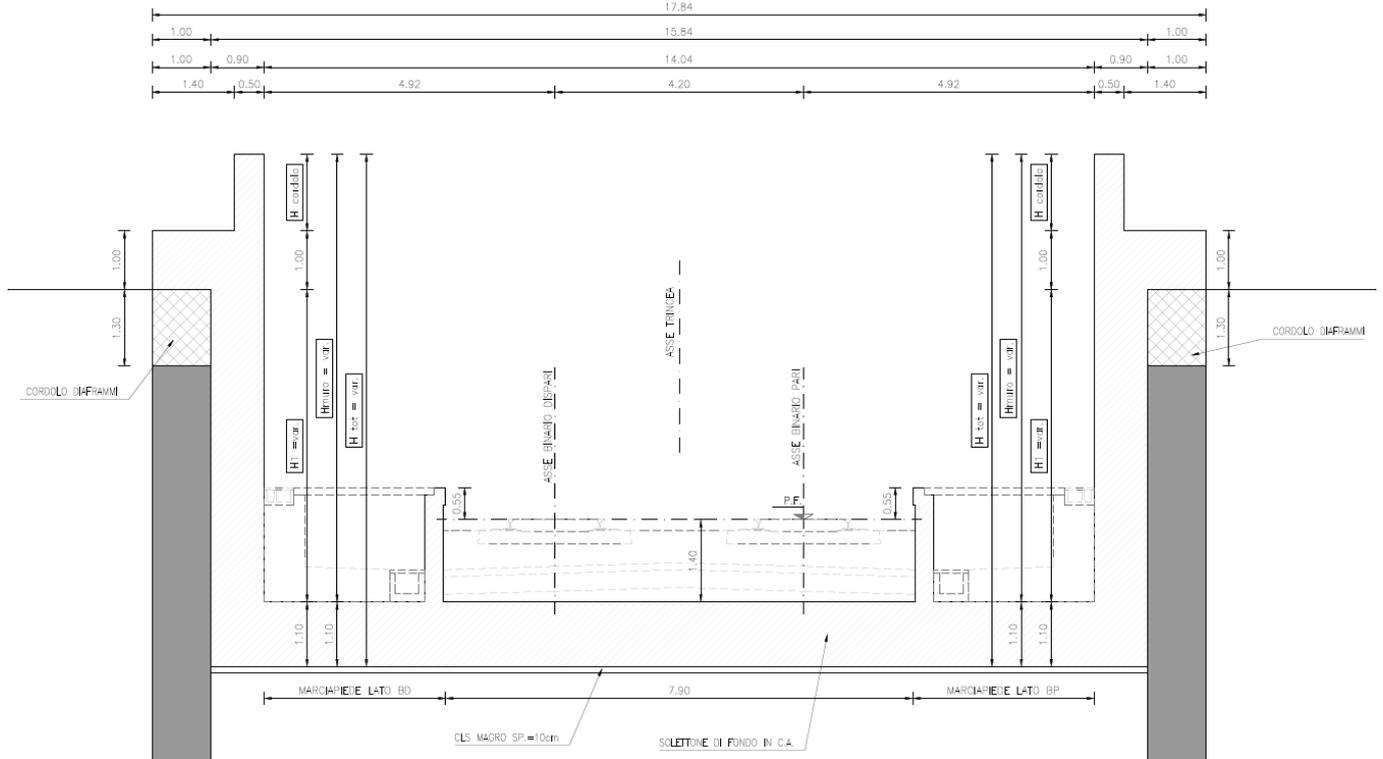


Figura 8-7 TR03 sez. B

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA 1:50

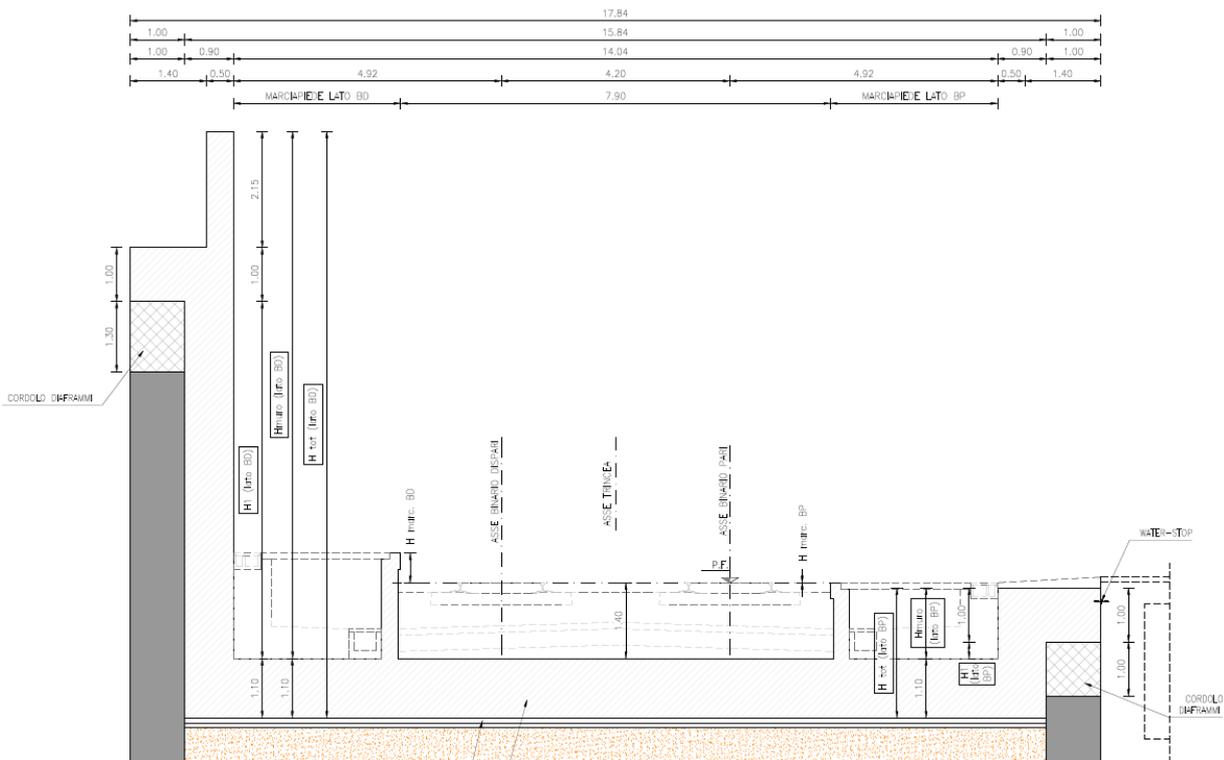


Figura 8-8 TR03 sez. C

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA: 1:50

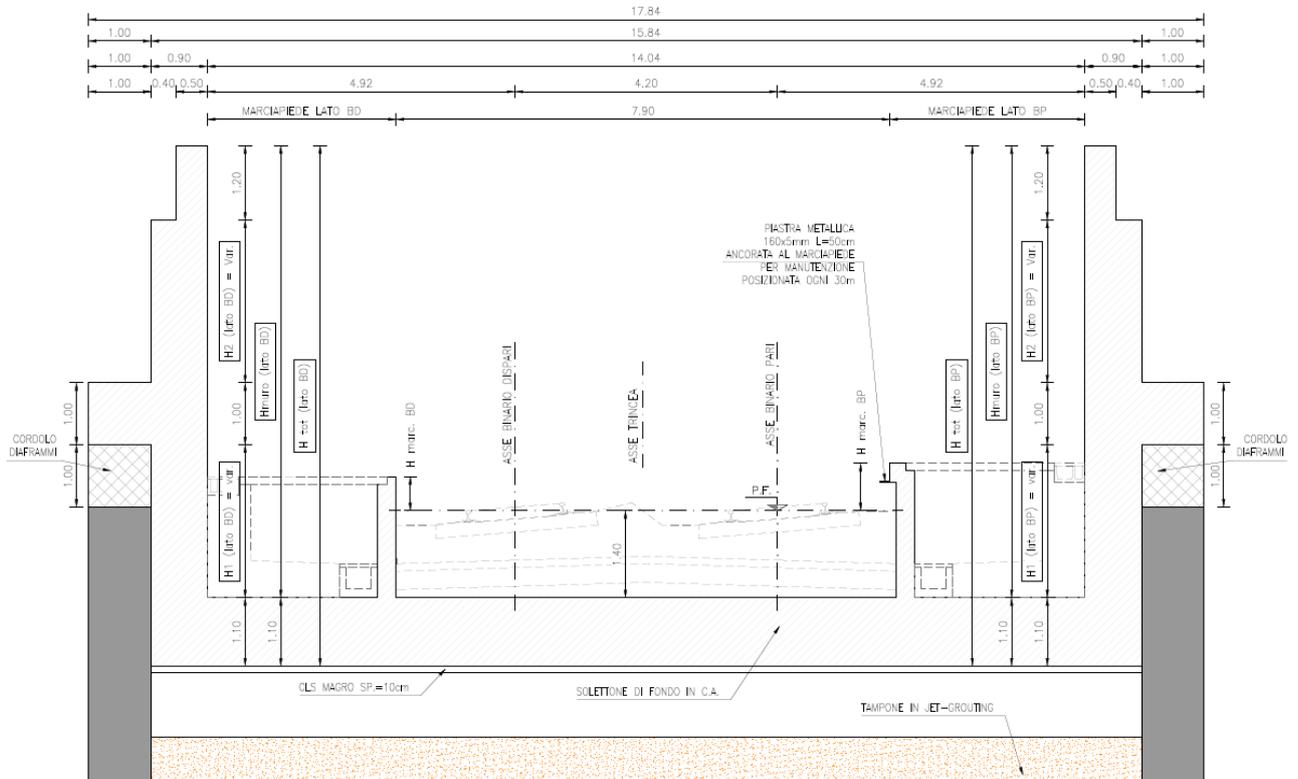


Figura 8-9 TR04 sez. A

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA
SCALA: 1:50

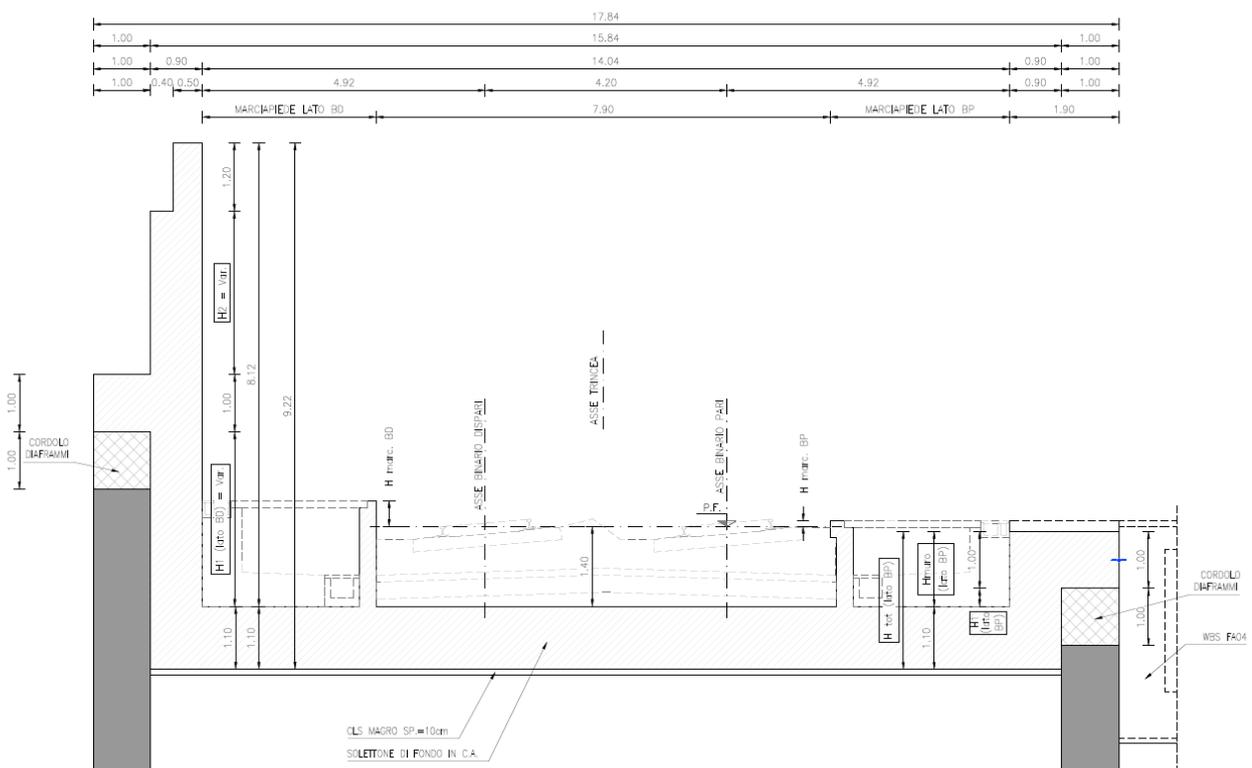


Figura 8-10 TR04 sez. B

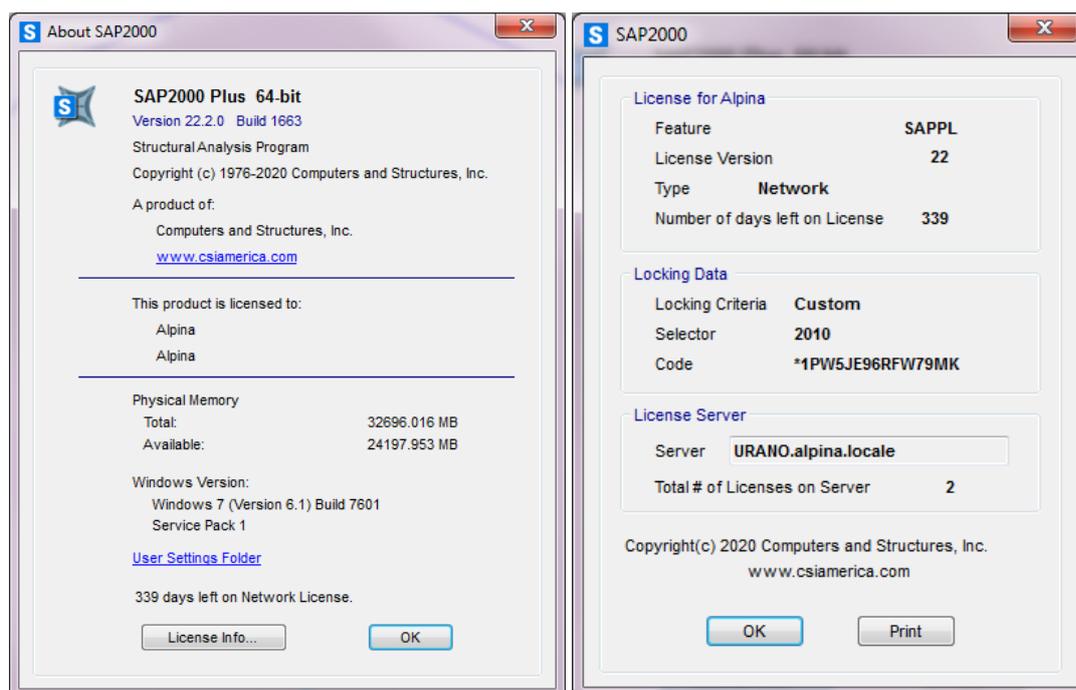


9 MODELLAZIONE STRUTTURALE

9.1 Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando la sezione trasversale delle trincee con elementi "beam" mutuamente incastrati e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana. L'affidabilità del codice di calcolo è testimoniata dai test di validazione allegati alla release del programma e dalla sua vasta diffusione che lo pone tra i software specialistici standard previsti dalla specifica tecnica Italferr PPA.0002851. I risultati ottenuti sono stati considerati attendibili dagli scriventi a fronte di verifiche condotte con metodi semplificati o con altri codici di calcolo nonché, in prima battuta, dal confronto critico con i risultati presentati dai documenti di progettazione definitiva.

Di seguito le caratteristiche del programma e gli estremi della licenza.



9.2 Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di telaio.

L'analisi strutturale viene 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, la costante di sottofondo adottata per la modellazione, funzione del tipo di terreno presente in sito, è pari ai valori indicati nel paragrafo 7.6.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 36 di 361

Per il calcolo della rigidezza delle molle in direzione orizzontale, i piedritti sono stati discretizzati in 10 aste, per tenere conto dell'aumento di rigidezza con la profondità.

È stata considerata una larghezza B pari a 8.80m (altezza della trincea) e un coefficiente di Poisson $\nu=0.3$.

I conti sono riportati nella tabella seguente per la sezione TR03:

	z	k_0	γ'	σ'_v	σ'_h	σ'_{media}	E_{vc}	K_{vc}	K_{UR}
	m	-	kN/m ³	kPa	kPa	kPa	kPa	kN/m ³	kN/m ³
testa muro	0	0,344				0		0	0
falda	3,34	0,344	20	66,80	22,98	44,89	135309	16897	27035
elem. 1	3,50	0,344	10	68,43	23,53	45,98	136944	17101	27362
elem. 2	4,23	0,344	10	75,68	26,03	50,85	144017	17984	28775
elem. 3	4,95	0,344	10	82,93	28,52	55,72	150758	18826	30121
elem. 4	5,68	0,344	10	90,18	31,01	60,59	157210	19632	31411
elem. 5	6,40	0,344	10	97,43	33,51	65,47	163408	20406	32649
elem. 6	7,13	0,344	10	104,68	36,00	70,34	169379	21151	33842
elem. 7	7,85	0,344	10	111,93	38,50	75,21	175146	21871	34994
elem. 8	8,58	0,344	10	119,18	40,99	80,08	180730	22569	36110
elem. 9	9,30	0,344	10	126,43	43,48	84,95	186146	23245	37192
elem. 10	10,03	0,344	10	133,68	45,98	89,83	191409	23902	38244
lin. media fond.	10,39	0,344	10	137,30	47,22	92,26	193987	24224	38759

Tabella 3 calcolo rigidezza molle orizzontali TR03

Le molle, disposte in corrispondenza della fondazione e dei piedritti della trincea, reagiscono solo a compressione. Nella seguente immagine si mostra la modalità di applicazione delle molle agli elementi beam.



Figura 9-1 – Modello FEM concio TR03 tra diaframmi – applicazione delle molle

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 37 di 361

Analogamente si riportano i valori di rigidezza delle molle impiegati nelle sezioni di TR02 e TR04:

	z	k_0	γ'	σ'_v	σ'_h	σ'_{media}	E_{vc}	K_{vc}	K_{UR}
	m	-	kN/m^3	kPa	kPa	kPa	kPa	kN/m^3	kN/m^3
sommità terreno	0	0,344				0		0	0
falda	1,45	0,344	20	29,00	9,97	19,49	89153	11133	17813
elem. 1	2,36	0,344	10	38,05	13,09	25,57	102121	12752	20404
elem. 2	3,07	0,344	10	45,15	15,53	30,34	111241	13891	22226
elem. 3	3,78	0,344	10	52,25	17,97	35,11	119669	14944	23910
elem. 4	4,49	0,344	10	59,35	20,41	39,88	127540	15927	25483
elem. 5	4,84	0,344	10	62,90	21,63	42,27	131299	16396	26234
linea media fond	5,55	0,344	10	70,00	24,08	47,04	138512	17297	27675

Figura 9-2 calcolo rigidezza molle orizzontali TR02

	z	k_0	γ'	σ'_v	σ'_h	σ'_{media}	E_{vc}	K_{vc}	K_{UR}
	m	-	kN/m^3	kPa	kPa	kPa	kPa	kN/m^3	kN/m^3
sommità terreno	0	0,344				0		0	0
falda	3,85	0,344	20	77,00	26,48	51,74	145272	18141	29025
elem. 1	4,10	0,344	10	79,47	27,33	53,40	147584	18430	29487
elem. 2	4,83	0,344	10	86,81	29,86	58,33	154249	19262	30819
elem. 3	5,57	0,344	10	94,15	32,38	63,27	160638	20060	32095
elem. 4	6,30	0,344	10	101,49	34,91	68,20	166782	20827	33323
elem. 5	7,03	0,344	10	108,83	37,43	73,13	172708	21567	34507
linea media fond	7,40	0,344	10	112,50	38,69	75,60	175595	21928	35084

Figura 9-3 calcolo rigidezza molle orizzontali TR04

Per le caratteristiche geometriche delle varie aste si assumono sezioni rettangolari di base pari a 100cm e altezza variabile in funzione della geometria della trincea.

Per quanto riguarda la rigidezza delle aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 33346 \text{ N/mm}^2$ (Per cls con $R_{ck} = 40\text{MPa}$).



La vista estrusa del modello di una sezione tra palancole è la seguente:



Figura 9-4 Vista estrusa modello di sezione tra palancole

La vista estrusa del modello della sezione tra diaframmi è la seguente:



Figura 9-5 Vista estrusa modello di sezione tra palancole

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

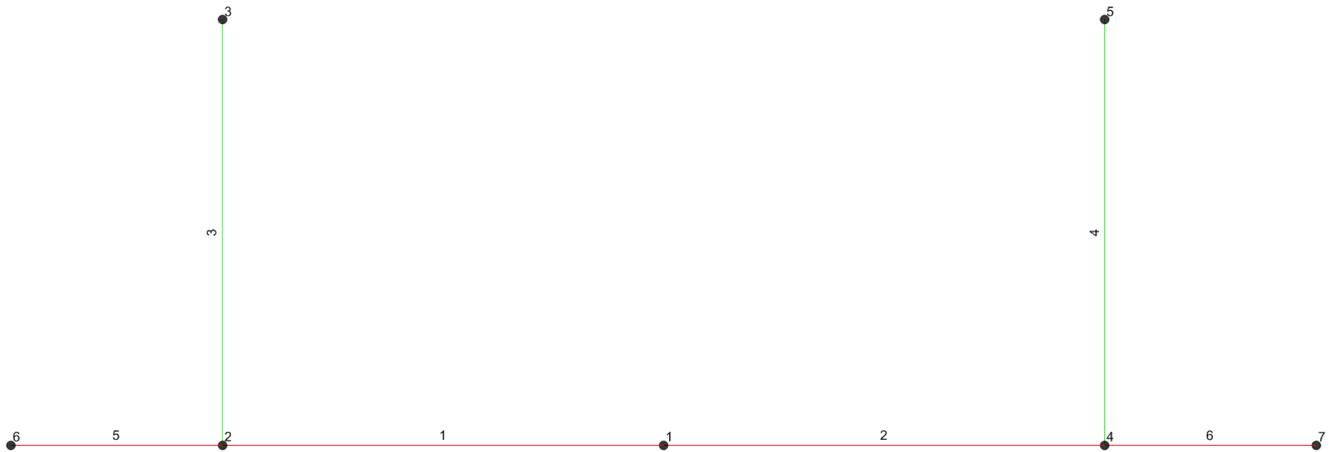


Figura 9-6 Numerazione delle aste e dei nodi modello di sezione tra palancole



Figura 9-7 Numerazione delle aste e dei nodi modello di sezione tra diaframmi

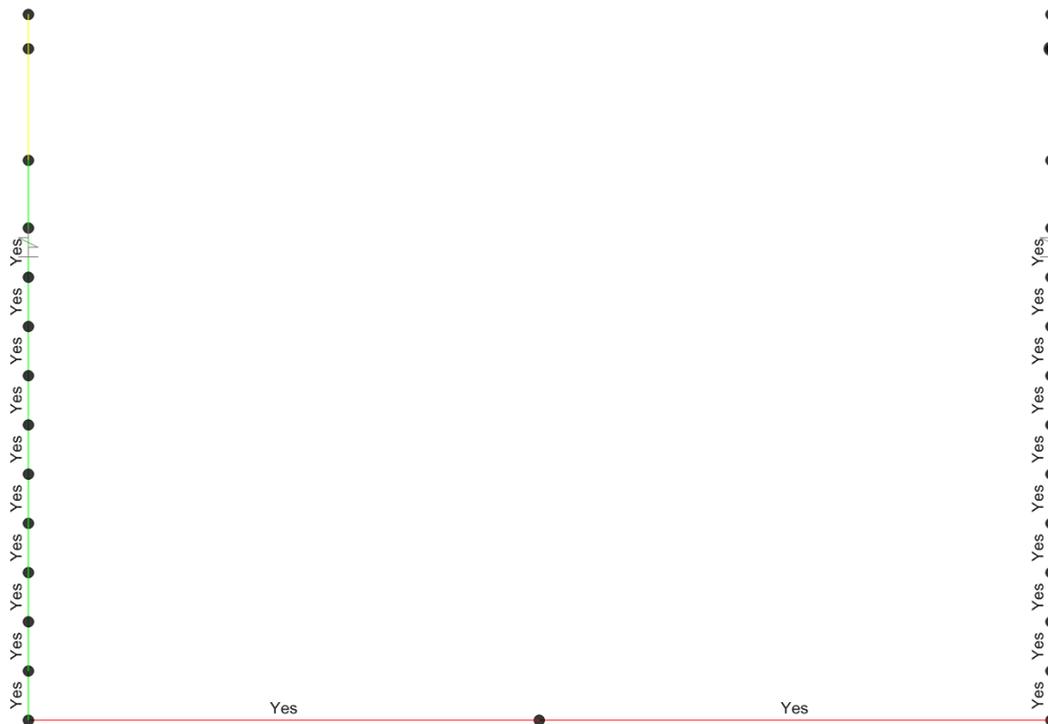


Figura 9-8 Assegnazione molle distribuite alle aste e molle concentrate in corrispondenza della testa dei diaframmi

9.2.1 Modellazione dell'interazione con i diaframmi

Coerentemente con le assunzioni riportate nelle relazioni di calcolo dei diaframmi, per quantificare l'interazione tra diaframmi e struttura interna a lungo termine, si assume che la spinta delle terre possa essere ripartita in ragione del rapporto r tra le rigidezze degli elementi strutturali posti a contatto:

$$r = \frac{E_p I_p}{E_p I_p + E_c I_c}$$

dove:

- E_p : modulo elastico della paratia;
- I_p : momento inerzia della paratia;
- E_c : modulo elastico della controparete;
- I_c : momento di inerzia della controparete;

Nel caso specifico in esame, il rapporto "r" sopra definito è stato determinato, a favore di sicurezza, considerando le diverse classi di calcestruzzo dei due elementi. Nella successiva tabella sono indicate le percentuali di ripartizione applicate alle sollecitazioni flettenti e taglianti tra diaframmi e controparete.

I carichi relativi a spinta delle terre, sovraccarico sismico del terreno, la spinta idrodinamica dell'acqua e al carico variabile da 20kN/m² sono stati ridotti attraverso questo coefficiente.



Tabella 4 Calcolo ripartizione tra controparete e diaframma

Interazione diaframma – strutture interne trincee		
S diaframma	1	m
S struttura interna	0,9	m
fck diaframma	25	MPa
fck struttura interna	32	MPa
E diaframma	31,476	Gpa
E struttura interna	33,346	GPa
Inerzia diaframma	0,0833	m ⁴
Inerzia struttura interna	0,0608	m ⁴
r struttura interna	0,4358	-

Nella sezione tra diaframmi, in corrispondenza della testa dei piedritti, si sono impiegati dei vincoli elastici per modellare il vincolo verticale offerto dai diaframmi. La rigidezza delle molle è stata considerata pari alla rigidezza assiale dei diaframmi:

$$K = EA/L = 2421216 \text{ kN/m}$$

Dove $E=31475 \text{ MPa}$, $A=1\text{m}^2$ e $L=13\text{m}$



10 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.

Sono analizzate le sezioni di calcolo le cui caratteristiche geometriche sono riportate nella Tabella 2.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico 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: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$

rilevato: $\gamma_{ril} = 20 \text{ kN/m}^3$

massetto: $\gamma_{mass} = 24 \text{ kN/m}^3$

massicciata + armamento: $\gamma_{ballast} = 18 \text{ kN/m}^3$

sub ballast e supercompattato: $\gamma_{ballast} = 20 \text{ kN/m}^3$

10.1 TR01 sez. A

10.1.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

Si è considerato anche il peso del terreno sulla scarpa della trincea, pari a 48 kN/m²



Figura 10-1 Load Case 1 PESO PROPRIO

10.1.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

peso ballast + armamento $H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

massetto pendenze $H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

sub ballast e supercompattato $H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.

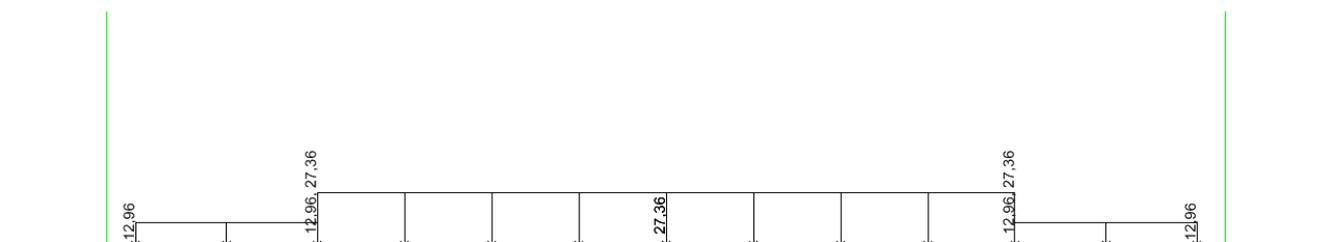


Figura 10-2 Load Case 2 PERMANENTI

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 44 di 361

Nella zona centrale (larga circa 9.20 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico di massetto, sub ballast e supercompattato.

10.1.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il rinterro a ridosso della trincea verrà realizzato tramite materiale le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	35 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0 (M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,426
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	29,26 °
$K_0 (M2) = 1 - \text{sen}\phi_{rid}$	0,511
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{rid}) / (1 + \text{sen}\phi_{rid})$	0,343

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra e con SPINTA DX la spinta del terreno sul piedritto di destra

Nella tabella, la quota z è presa a partire dal piano campagna.

	z terreno	ϕ	γ_{dry}	γ'	K_0 (M1)	K_0 (M2)	K_a	σ_v	C_{h0} (M1)	C_{h0} (M2)	C_{ha}	C_{HWATER}	σ_v scarpa
	[m]	[°]	[kN/m ³]	[kN/m ³]				[kN/m ²]					
quota falda	0,950	35	20	10	0,426	0,511	0,343	19,00	8,10	9,71	6,53	0,00	
estradosso fondazione	2,400	35	20	10	0,426	0,511	0,343						48,00
linea media fondazione	2,800	35	20	10	0,426	0,511	0,343	37,50	15,99	19,17	12,88	18,50	
base fondazione	3,200											22,50	

Lo sforzo verticale σ_v è calcolato mediante il peso del terreno secco fino alla quota z della falda e con il peso γ' sotto la falda.

σ_v	
[kN/m ²]	
quota falda	20 kN/mc * 0,95 m = 19 kN/mq
linea media fondazione	19 kN/mq + 10 kN/mc * (2,8 - 0,95) m = 37,5 kN/mq



Figura 10-3 Load Case 3 SPINTA SX



Figura 10-4 Load case 4 SPINTA DX

10.1.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 2.25m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 22.5 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 18.5 kN/m².

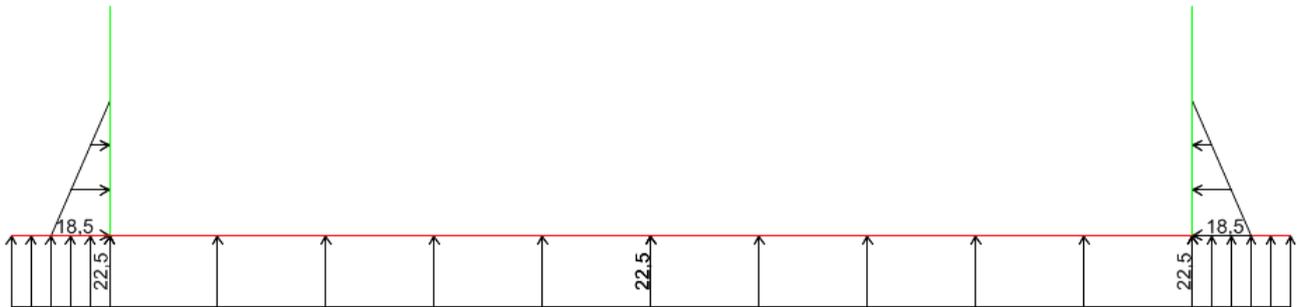


Figura 10-5 Load Case 4.5 FALDA

10.1.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.



Figura 10-6 Load Case 5 DT+



Figura 10-7 Load case 5 DT-



13,89

-13,89

Figura 10-8 Load case 6 GRAD+

10.1.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	800
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	1600
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,955
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2849
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for E_{long} term calculation			
α_1	0,892		
α_2	0,968		
α_3	0,922		
α	1,000		
t_0 (modified)	6,189		
φ_{RH}	1,185		
$\beta(t_0)$	0,649		
$\beta(f_{cm})$	2,617		
	1500		
	1383		
β_H	1383		
φ_0	2,013		
$\beta_c(t, t_0)$	0,993		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
48 di 361

total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3429	$\varphi(t, t_0)$	1,998
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,44	$E_{cm}(t, t_0)$	11,220

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.



Figura 10-9 Load Case 9 RITIRO

10.1.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60m$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 0.80m/2 = 4.80m > 4.20m$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04m$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

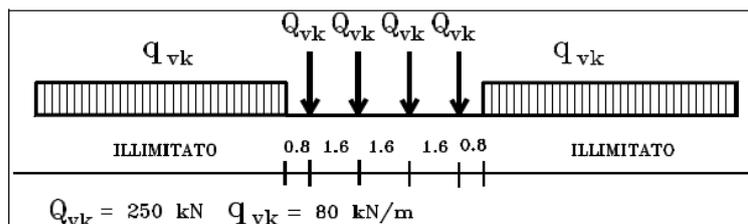


Figura 10-10 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 0.8m/2 = 2.45m > 1.60m$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.45 + 3 \times 1.60 = 7.25m$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.6m x 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell’infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 5 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25 \text{ kN/m} / 4.80 \text{ m} \times 1.339 = 47.94 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 4.80 \text{ m} \times 1.339 = 24.55 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

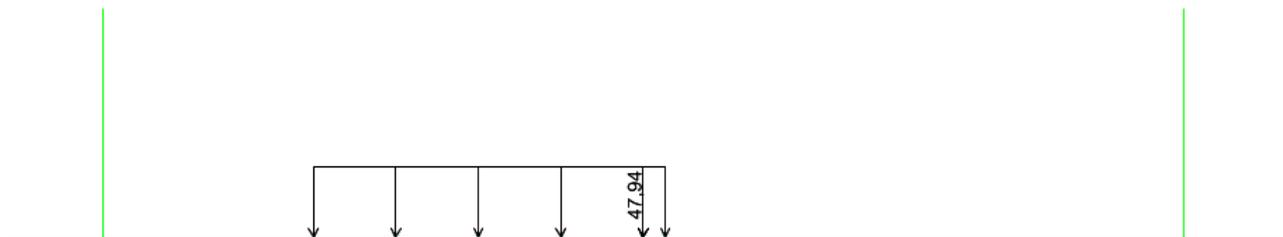


Figura 10-11 Load Case 10a LM71 SX

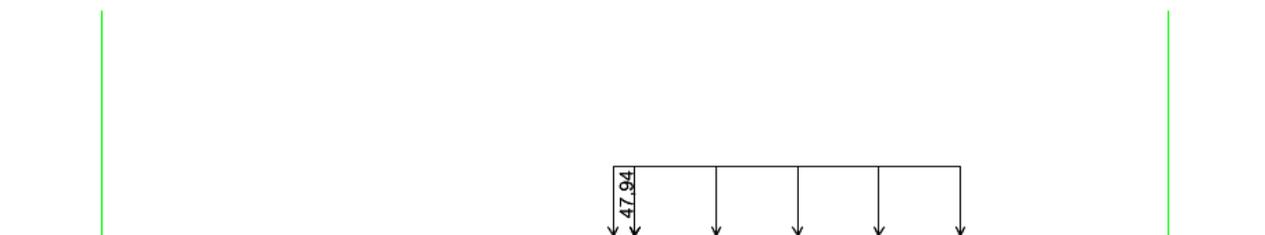


Figura 10-12 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all’asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.



La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 4.80\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 3.84 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 12.46/3.84 \times 1,1 \times 1,339 = 4.78 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

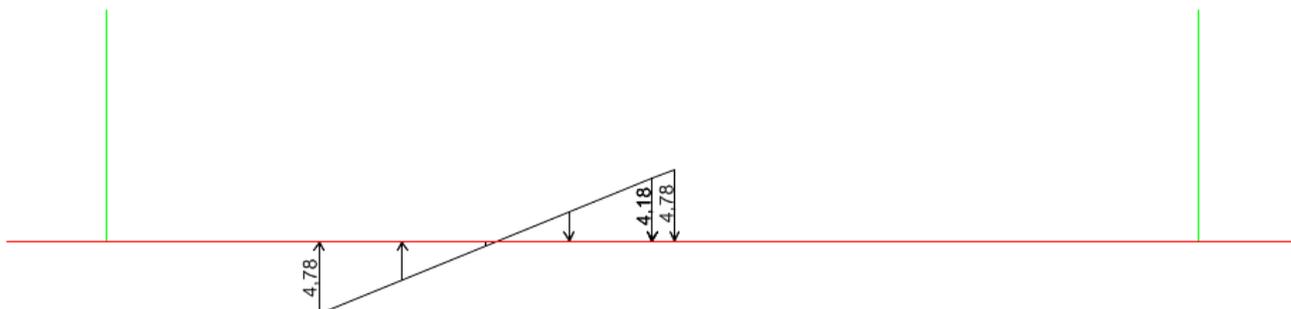


Figura 10-13 Load Case 10a LM71 SX ecc

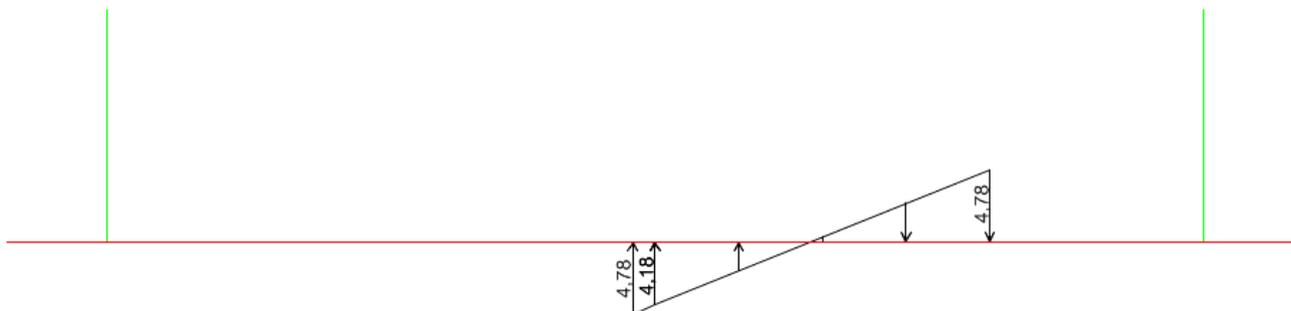


Figura 10-14 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

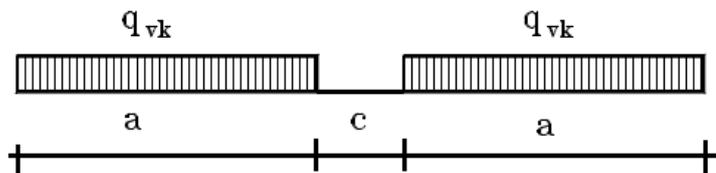


Figura 10-15 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 6 Caratteristiche Treno di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 4.80\text{m} \times 1.339 = 41.84 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

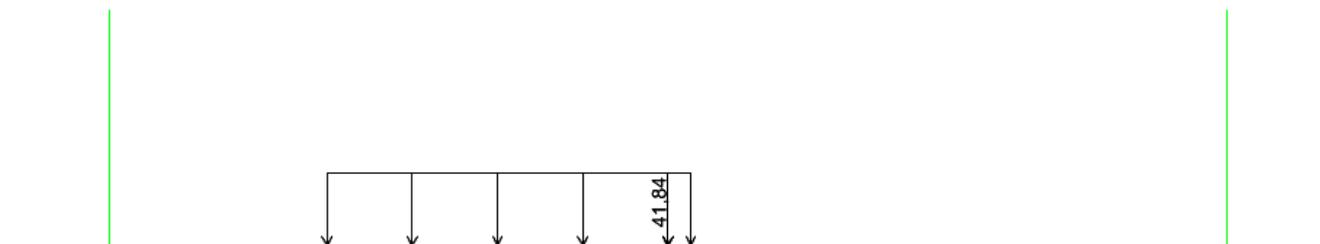


Figura 10-16 Load Case 11a SW/2 SX

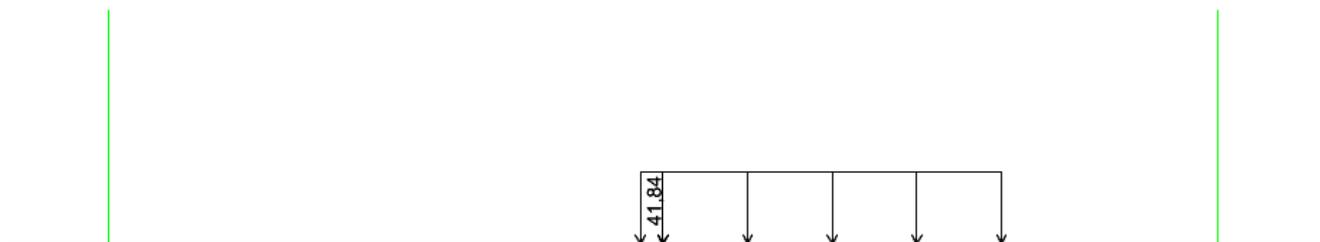


Figura 10-17 Load Case 11b SW/2 DX



10.1.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (4.80 \text{ m} \times 2.45 \text{ m}) = 9.35 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 0.8 \text{ m} / 2 = 1.80 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.80 \text{ m} = \pm 198 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 4.80 \text{ m}$$

$$b = 2.45 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 9.41 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 198 \text{ kNm} / 9.41 \text{ m}^3 = 21.05 \text{ kN/m}^2$$

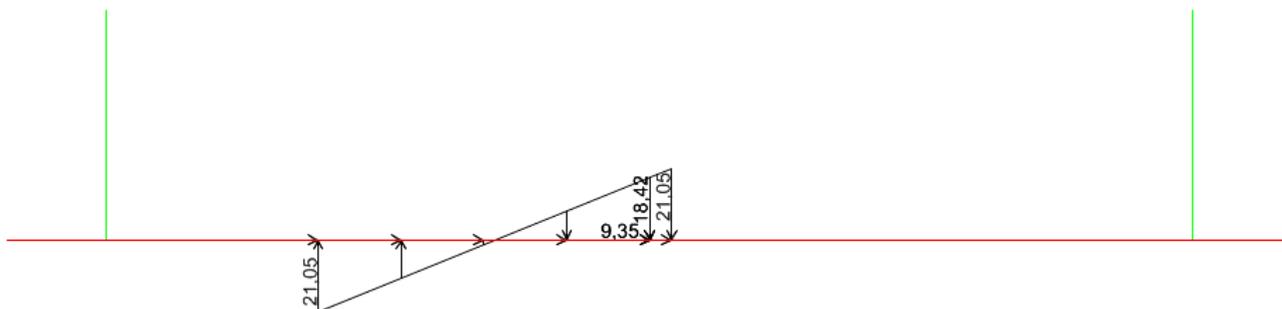


Figura 10-18 Load Case 12a SERPEGGIO SX

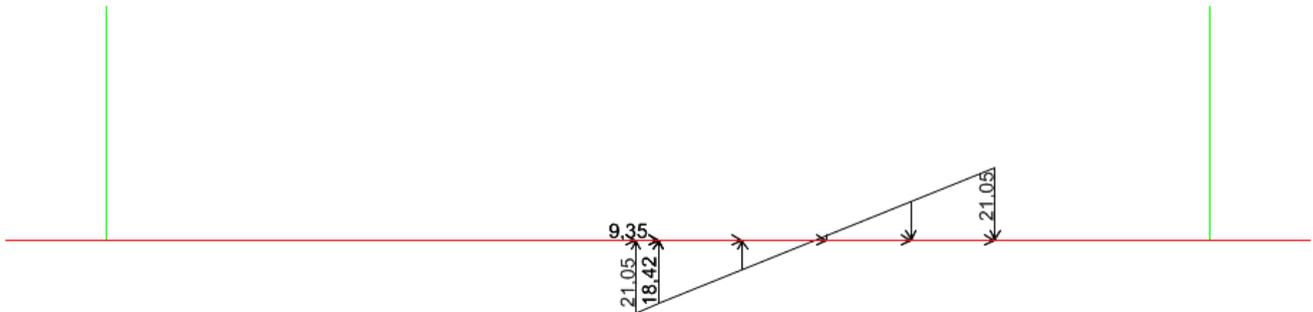


Figura 10-19 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.1.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

Nella sezione di trincea considerata non è presente il marciapiede.

10.1.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.426 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.



Figura 10-20 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.1.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nella presente sezione non si considera l'urto del treno dal momento che la forza risulterebbe applicata sopra la sommità del piedritto, considerando una quota pari a 1,80m dal Piano Ferro,

10.1.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP_a per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_a = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 3.95m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (2.80 \text{ m})^2 = 49.19 \text{ kN/m.}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h, \text{sism}} = \Delta P_d / H = 17.57 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 6.26 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 1.85m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Result. [kN/m]
0	0,00	0,15
0,185	1,61	0,36
0,37	2,27	0,47
0,555	2,78	0,55
0,74	3,21	0,63
0,925	3,59	0,70
1,11	3,93	0,76
1,295	4,25	0,81
1,48	4,54	0,87
1,665	4,82	0,92
1,85	5,08	
TOT		6,21



Figura 10-21 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:



$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.



Figura 10-22Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 35.81 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.25 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 0.80\text{m}/2 = 1.80 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 4.80\text{m} \times 1.80\text{m} \times 2.25\text{kN/m}^2 = 19.41 \text{ kNm/m}$$

$$h = 4.8\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 3.86 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 19.41 \text{ kNm/m} / 3.86\text{m}^3 = 5.06 \text{ kN/m}^2$$

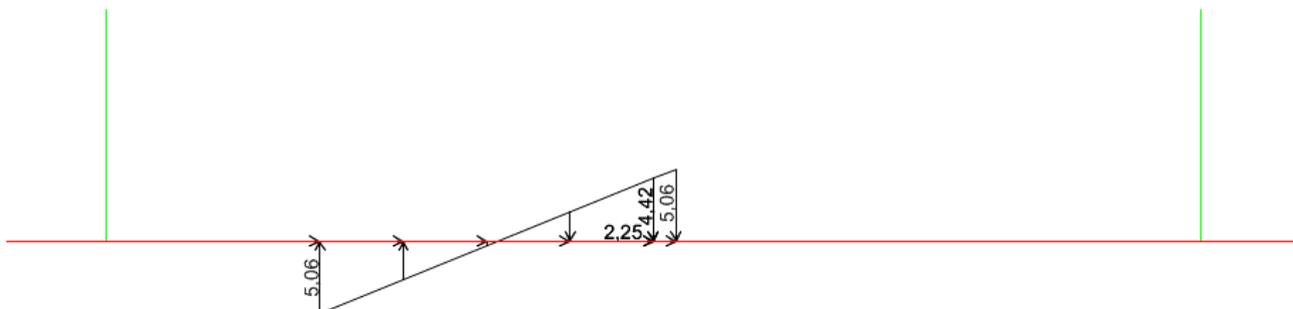


Figura 10-23 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 31.25 \text{ kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.96 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 4.80 \text{ m} \times 1.80 \text{ m} \times 1.96 \text{ kN/m}^2 = 16.94 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 16.94 \text{ kNm/m} / 3.86 \text{ m}^3 = 4.41 \text{ kN/m}^2$$

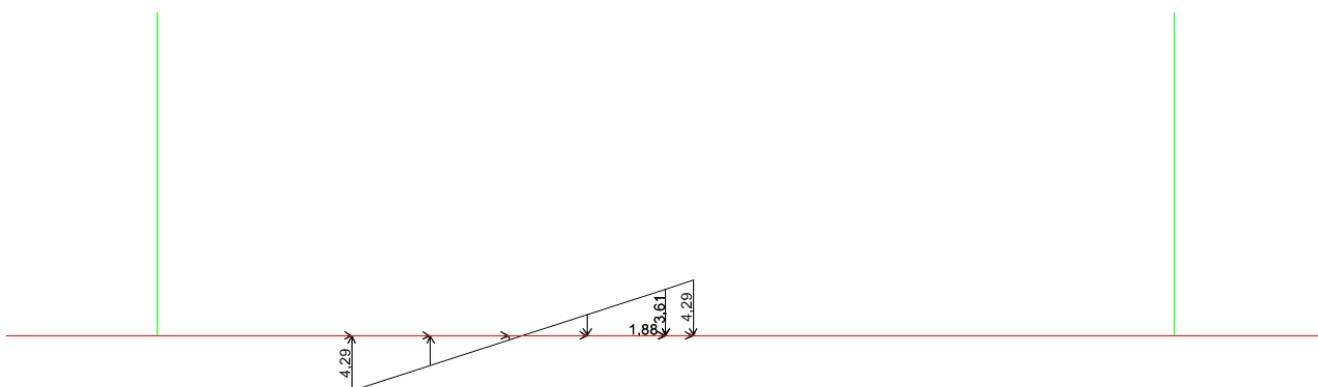


Figura 10-24 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.1.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato e massetto è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{\text{perm}} = 27.36 \text{ kN/m}^2 \times 9.2 \text{ m} + 12.96 \text{ kN/m}^2 \times 2.4 \text{ m} \times 2 = 313.92 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
58 di 361

$$I_{perm} = 313.92 \text{ kN/m} \times 0.314 = 98.48 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 98.48 \text{ kN/m} / (9.2\text{m} + 2 \times 2.40\text{m}) = 7.03 \text{ kN/m}^2$$

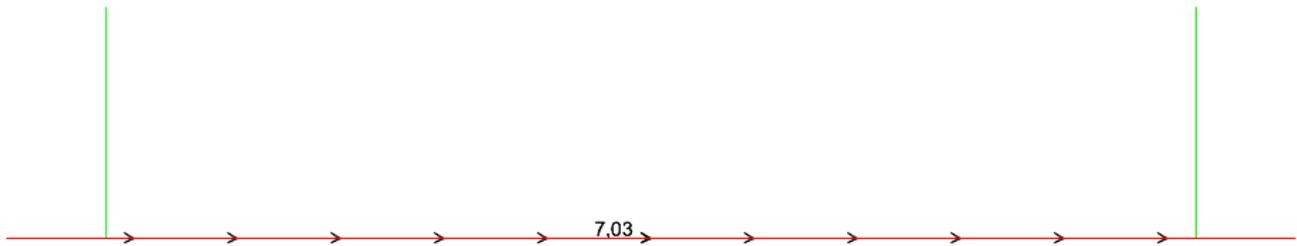


Figura 10-25 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

10.2 TR01 sez. B

10.2.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

Si è considerato anche il peso del terreno sulla scarpa della trincea, pari a 69 kN/m²



Figura 10-26 Load Case 1 PESO PROPRIO

10.2.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

peso ballast + armamento $H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

massetto pendenze $H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

sub ballast e supercompattato $H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.

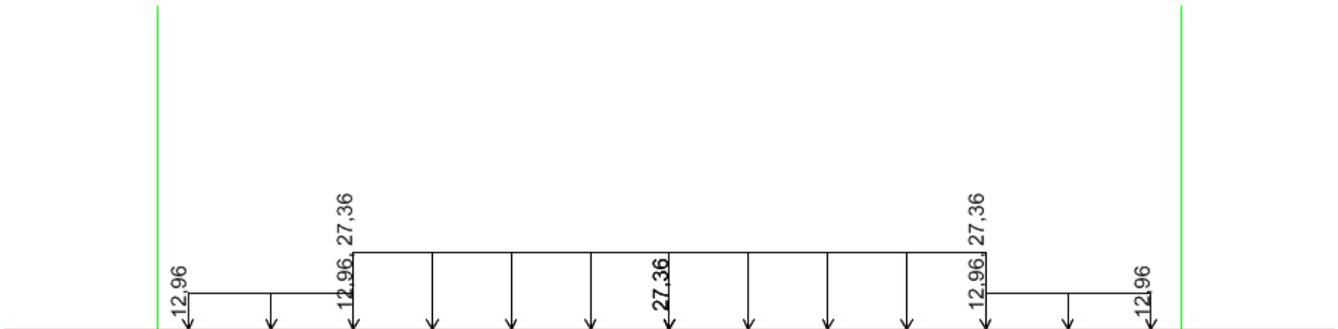


Figura 10-27 Load Case 2 PERMANENTI

Nella zona centrale (larga circa 9.20 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico di massetto, sub ballast e supercompattato.

Figura 10-28 Load Case 2 PERMANENTI

10.2.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il rinterro a ridosso della trincea verrà realizzato tramite materiale le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³



γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	35 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0 (M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,426
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	29,26 °
$K_0 (M2) = 1 - \text{sen}\phi_{rid}$	0,511
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{rid}) / (1 + \text{sen}\phi_{rid})$	0,343

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra e con SPINTA DX la spinta del terreno sul piedritto di destra

Nella tabella, la quota z è presa a partire dal piano campagna.

	z terreno	ϕ	γ_{dy}	γ	$K_0 (M1)$	$K_0 (M2)$	K_a	σ_v	$\sigma_{h0} (M1)$	$\sigma_{h0} (M2)$	σ_{ha}	σ_{H2O}	σ_v scarpa
	[m]	[°]	[kN/m ³]	[kN/m ³]				[kN/m ²]					
quota falda	1,040	35	20	10	0,426	0,511	0,343	20,80	8,87	10,63	7,14	0,00	
estradosso fondazione	3,450	35	20	10	0,426	0,511	0,343						69,00
linea media fondazione	3,950	35	20	10	0,426	0,511	0,343	49,90	21,28	25,51	17,14	29,10	
base fondazione	4,450											34,10	

Lo sforzo verticale σ_v è calcolato mediante il peso del terreno secco fino alla quota z della falda e con il peso γ' sotto la falda.

σ_v	
[kN/m ²]	
quota falda	20 kN/mc * 1,04 m = 20,8 kN/mq
linea media fondazione	20,8 kN/mq + 10 kN/mc * (3,95 - 1,04) m = 49,9 kN/mq



Figura 10-29 Load Case 3 SPINTA SX



Figura 10-30 Load case 4 SPINTA DX

10.2.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 3.41m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 34.1 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 29.1 kN/m².

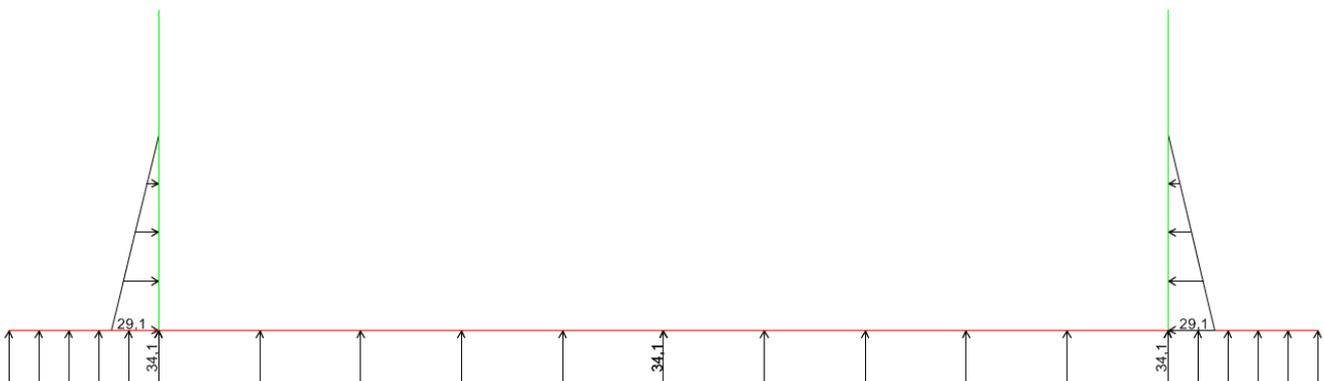


Figura 10-31 Load Case 4.5 FALDA

10.2.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.



Figura 10-32 Load Case 5 DT+

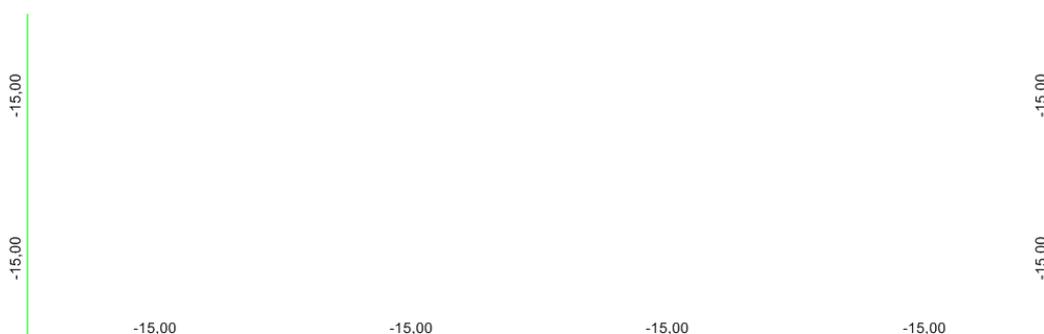


Figura 10-33 Load case 5 DT-



Figura 10-34 Load case 6 GRAD+

10.2.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1000

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1



exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2000
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,939
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2799
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3379
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,35

K_h value	h_0	k_h
	100	1
	200	0,85
	300	0,75
	>500	0,7
parameters for E_{long} term calculation		
α_1	0,892	
α_2	0,968	
α_3	0,922	
α	1,000	
t_0 (modified)	6,189	
φ_{RH}	1,171	
$\beta(t_0)$	0,649	
$\beta(f_{cm})$	2,617	
	1500	
	1383	
β_H	1383	
φ_0	1,991	
$\beta_c(t, t_0)$	0,993	
$\varphi(t, t_0)$	1,976	
$E_{cm}(t, t_0)$	11,304	

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

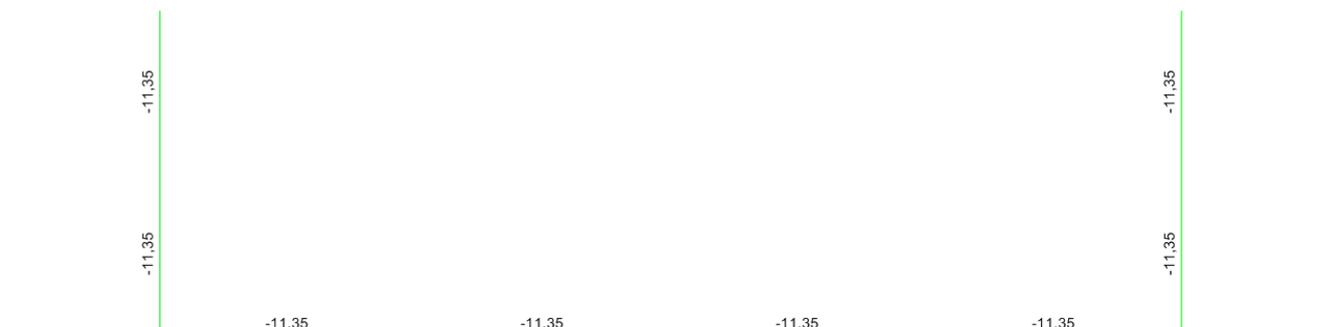


Figura 10-35 Load Case 9 RITIRO

10.2.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60\text{m}$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6\text{m} + 2 \times 1\text{m}/2 = 5\text{m} > 4.20\text{m} \text{ (interasse binario)}$$

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04\text{m}$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

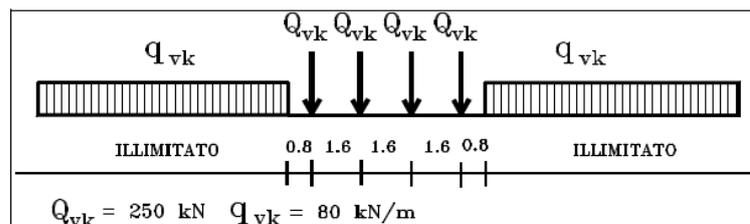


Figura 10-36 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.6\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6\text{m} + 2 \times 1\text{m}/2 = 2.65\text{m} > 1.60\text{m} \text{ (interasse traversine)}$$

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.65 + 3 \times 1.60 = 7.45\text{m}$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.6m x 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell’infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 7 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25 \text{ kN/m} / 5 \text{ m} \times 1.339 = 46.03 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5 \text{ m} \times 1.339 = 23.57 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

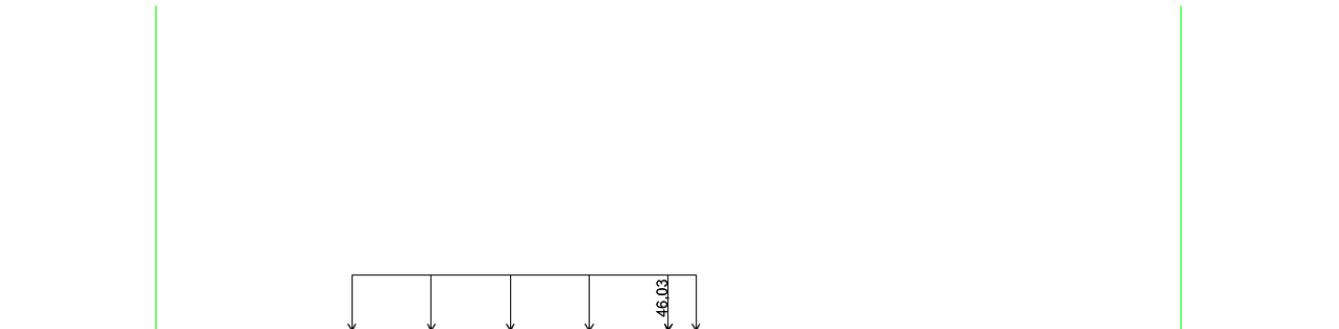


Figura 10-37 Load Case 10a LM71 SX

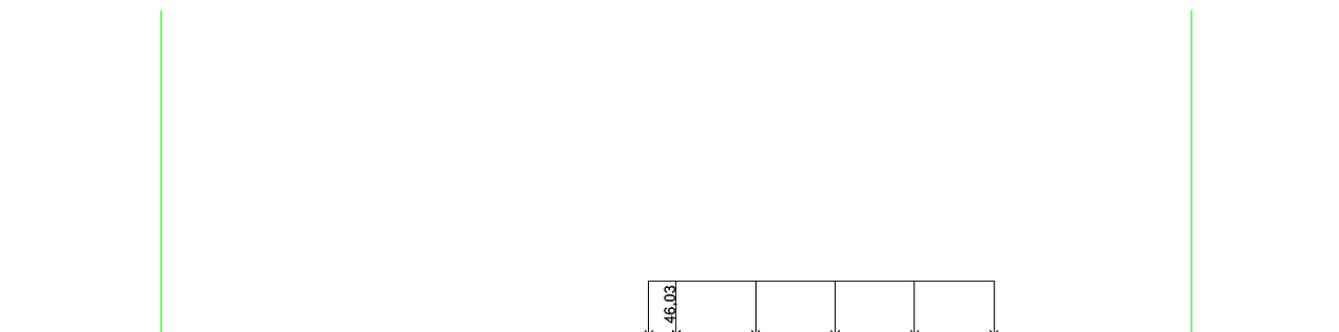


Figura 10-38 10b LM71 DX



In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.17 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 12.46/4.17 \times 1,1 \times 1,339 = 4.4 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

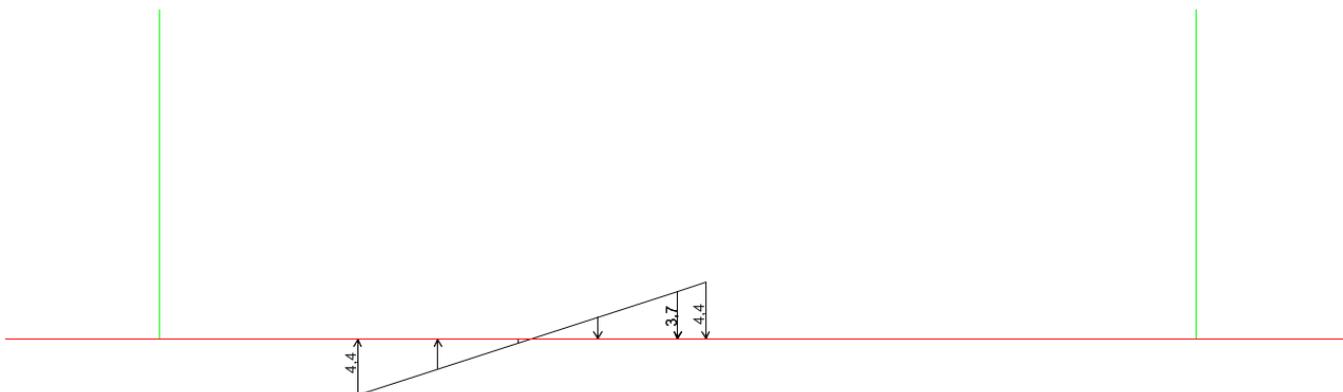


Figura 10-39 Load Case 10a LM71 SX ecc

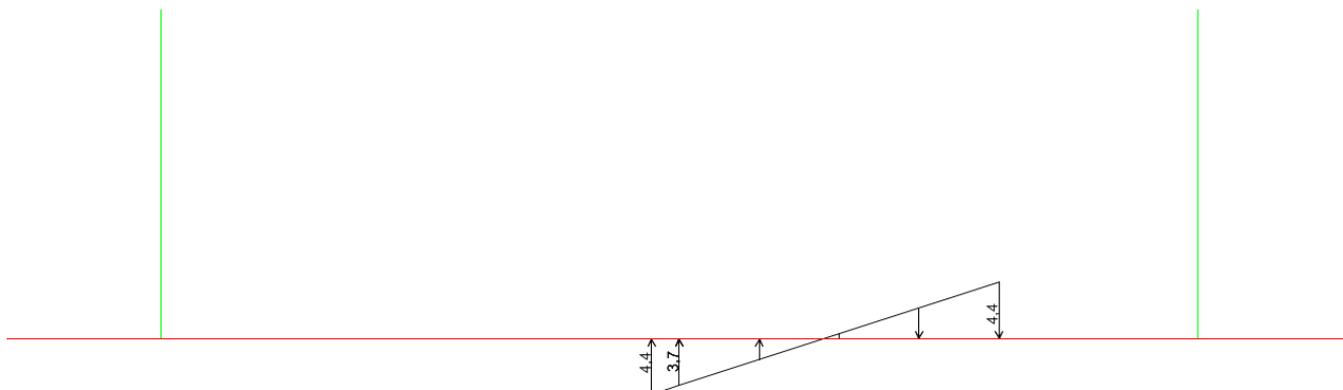


Figura 10-40 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

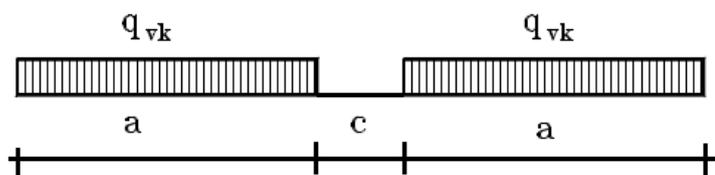


Figura 10-41 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 8 Caratteristiche Treno di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5m \times 1.339 = 40.17 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

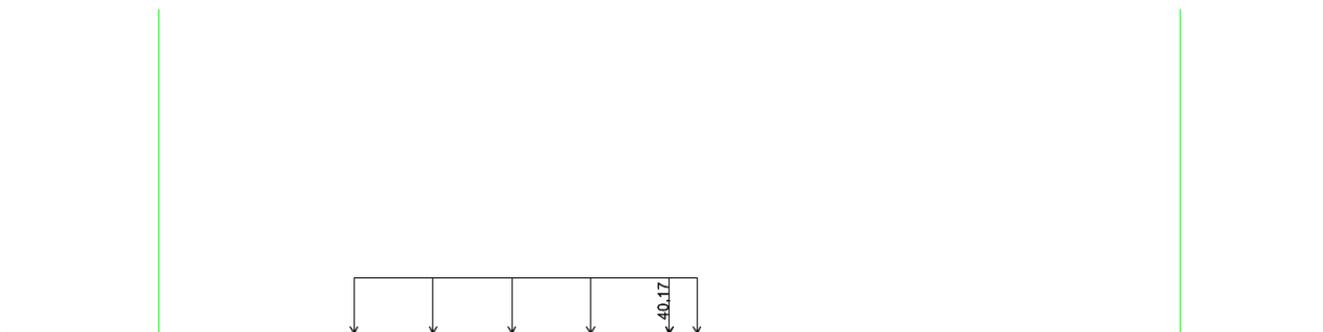


Figura 10-42 Load Case 11a SW/2 SX

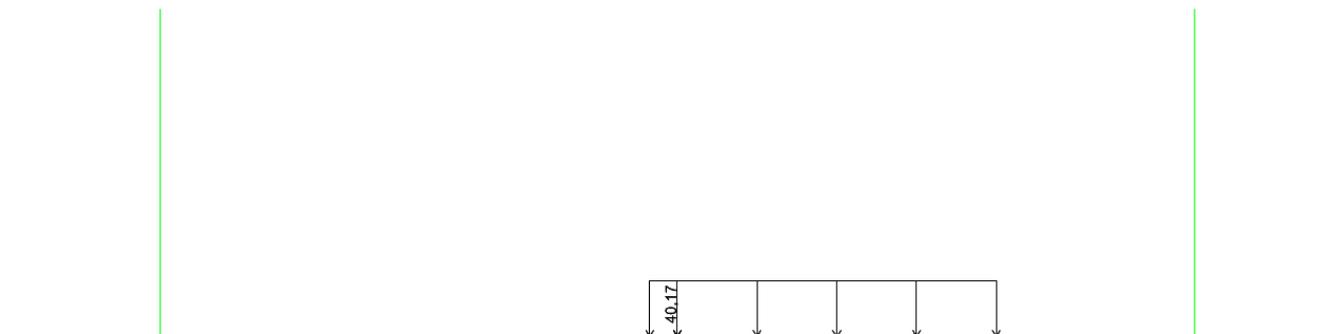


Figura 10-43 Load Case 11b SW/2 DX

10.2.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 8.30 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1 \text{ m} / 2 = 1.90 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.90 \text{ m} = \pm 209 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5 \text{ m}$$

$$b = 2.65 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.04 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 209\text{kNm}/11.04\text{m}^3 = 18.93 \text{ kN/m}^2$$

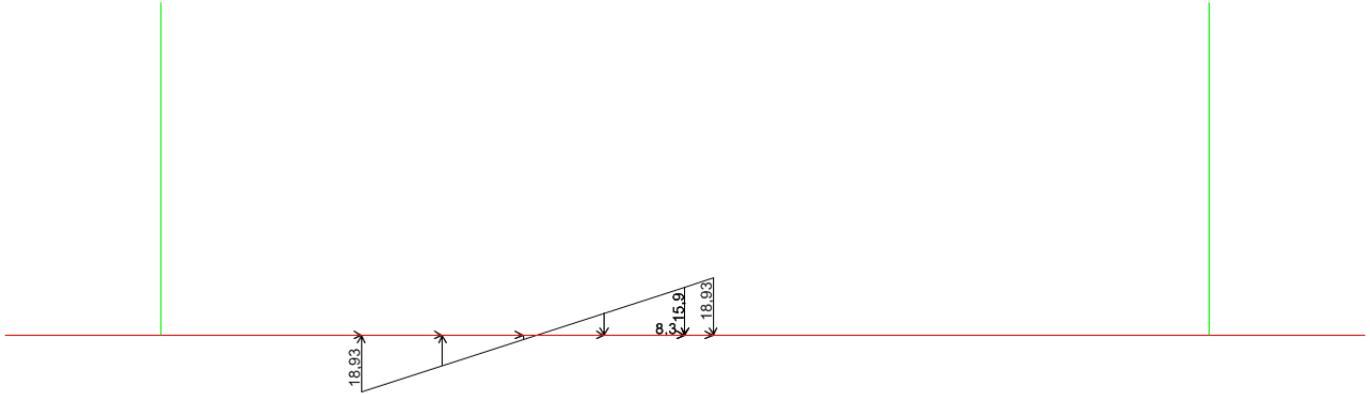


Figura 10-44 Load Case 12a SERPEGGIO SX

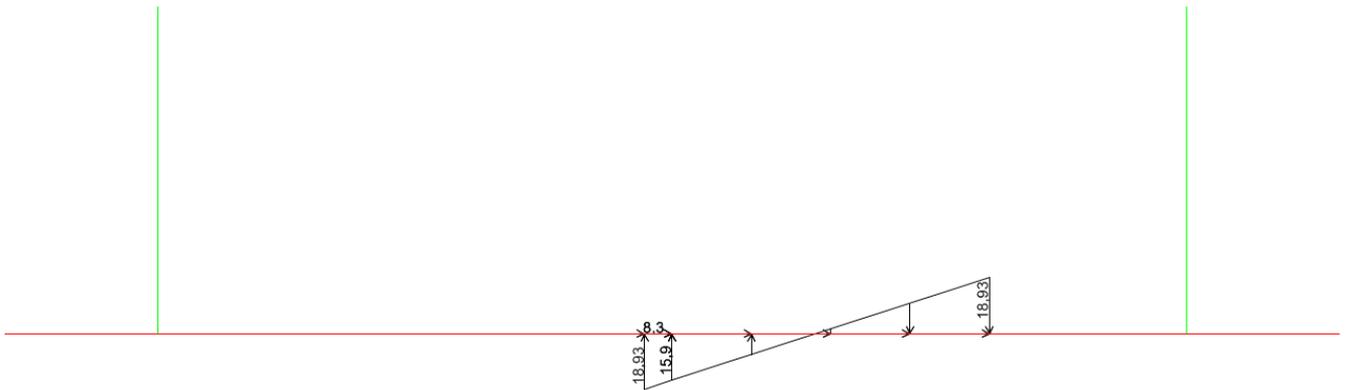


Figura 10-45 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.2.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

Nella sezione di trincea considerata non è presente il marciapiede.

10.2.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.426 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.



Figura 10-46 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.2.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.4m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.70m.

Lunghezza di ripartizione: $3.70\text{m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.40\text{m}$

$$F_t = 1500\text{kN}/7.4\text{m} = \mathbf{202.7 \text{ kN/m}}$$



Figura 10-47 Load Case 15 URTO

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.



10.2.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP_d per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 3.95m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (3.95 \text{ m})^2 = 97.90 \text{ kN/m.}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 24.78 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 15.5 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 2.91m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]
0	0,00	0,37
0,291	2,53	0,89
0,582	3,57	1,16
0,873	4,38	1,37
1,164	5,05	1,56
1,455	5,65	1,72
1,746	6,19	1,87
2,037	6,68	2,01
2,328	7,14	2,14
2,619	7,58	2,26
2,91	7,99	
TOT		15,35

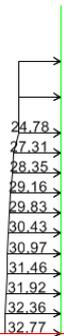


Figura 10-48 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.



Figura 10-49 Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 34.38 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.16 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:



$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1\text{m}/2 = 1.90\text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5\text{m} \times 1.90\text{m} \times 2.33\text{kN/m}^2 = 20.49\text{ kNm/m}$$

$$h = 5\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.17\text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 20.49\text{kNm/m}/4.17\text{m}^3 = 4.92\text{ kN/m}^2$$

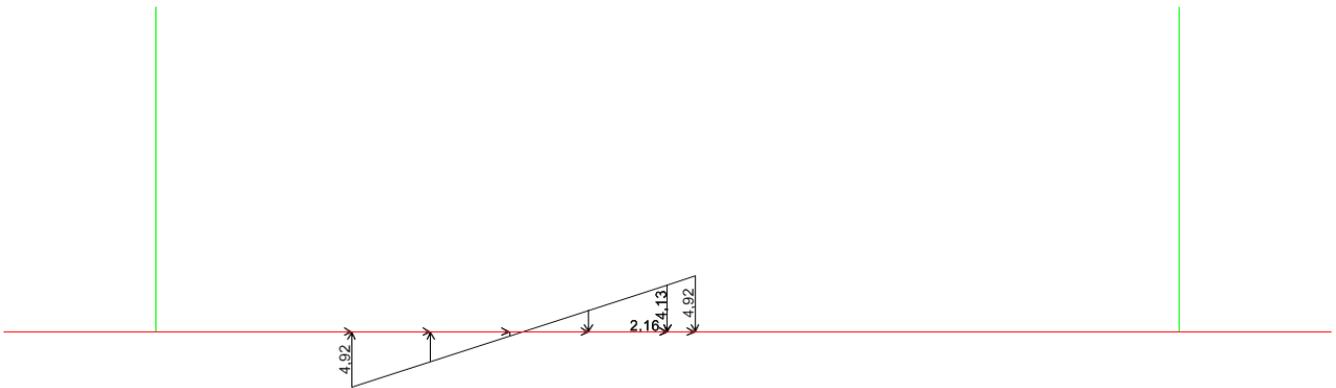


Figura 10-50 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 30\text{kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.88\text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5\text{m} \times 1.90\text{m} \times 1.88\text{kN/m}^2 = 17.88\text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 17.88\text{kNm/m}/4.17\text{m}^3 = 4.29\text{ kN/m}^2$$

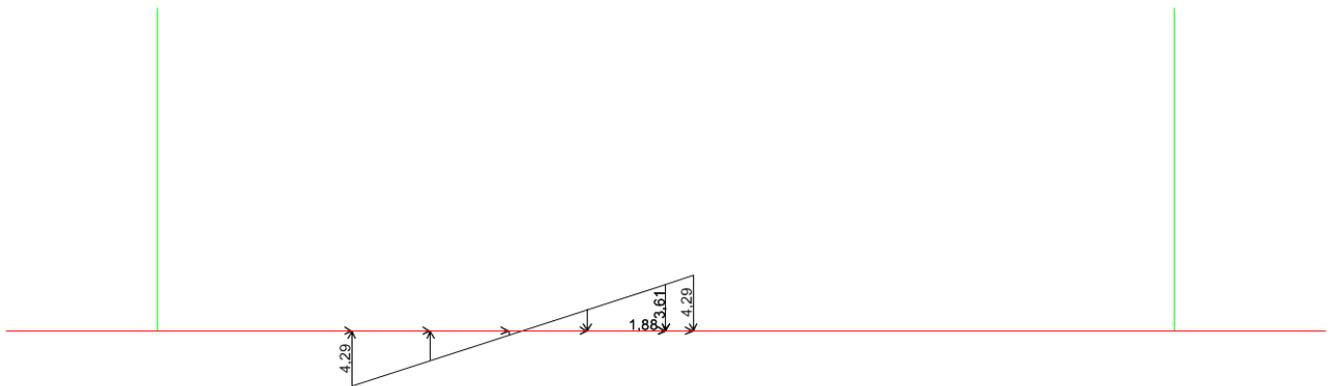


Figura 10-51 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.2.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato e massetto è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.36 \text{ kN/m}^2 \times 9.2\text{m} + 12.96 \text{ kN/m}^2 \times 2.4\text{m} \times 2 = 313.92\text{kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 313.92 \text{ kN/m} \times 0.314 = 98.48 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 98.48 \text{ kN/m} / (9.2\text{m} + 2 \times 2.40\text{m}) = 7.03 \text{ kN/m}^2$$

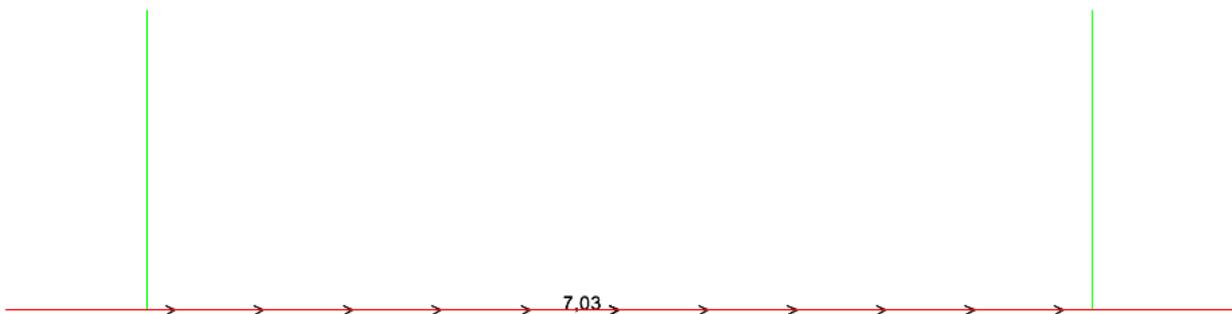


Figura 10-52 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

10.3 TR02 sez. A

10.3.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

Si è considerato anche il peso del terreno sulla scarpa della trincea, pari a 79 kN/m²



Figura 10-53 Load Case 1 PESO PROPRIO

10.3.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

peso ballast + armamento $H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

massetto pendenze $H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

sub ballast e supercompattato $H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Nella zona centrale (larga circa 9.20 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico di massetto, sub ballast e supercompattato.

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.

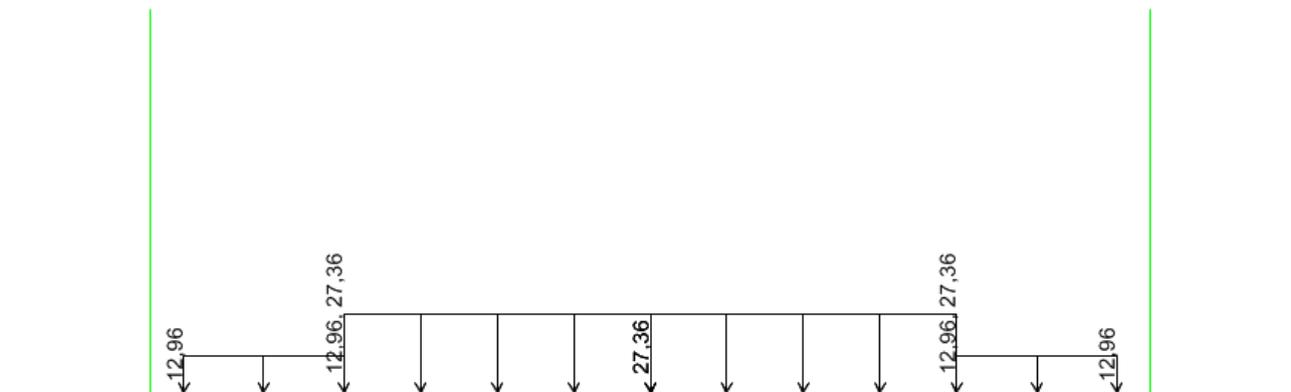


Figura 10-54 Load Case 2 PERMANENTI

10.3.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il rinterro a ridosso della trincea verrà realizzato tramite materiale le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	35 °

$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0 (M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,426
$\phi_{\text{rid}} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	29,26 °
$K_0 (M2) = 1 - \text{sen}\phi_{\text{rid}}$	0,511
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{\text{rid}})/(1 + \text{sen}\phi_{\text{rid}})$	0,343

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra e con SPINTA DX la spinta del terreno sul piedritto di destra

Nella tabella, la quota z è presa a partire dal piano campagna.

	z terreno [m]	ϕ [°]	γ_{dry} [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	$K_0 (M1)$	$K_0 (M2)$	K_a	σ_v [kN/m ²]	$\sigma_{h0} (M1)$ [kN/m ²]	$\sigma_{h0} (M2)$ [kN/m ²]	σ_{ha} [kN/m ²]	σ_{WATER} [kN/m ²]	σ_v scarpa [kN/m ²]
quota falda	1,150	35	20	10	0,426	0,511	0,343	23,00	9,81	11,76	7,90	0,00	
estradosso fondazione	3,950	35	20	10	0,426	0,511	0,343						79,00
linea media fondazione	4,500	35	20	10	0,426	0,511	0,343	56,50	24,09	28,89	19,40		
base fondazione	5,050											39,00	

Lo sforzo verticale σ_v è calcolato mediante il peso del terreno secco fino alla quota z della falda e con il peso γ' sotto la falda.

σ_v	
[kN/m ²]	
quota falda	20 kN/mc * 1,15 m = 23 kN/mq
linea media fondazione	23 kN/mq + 10 kN/mc * (4,5 - 1,15) m = 56,5 kN/mq



Figura 10-55 Load Case 3 SPINTA SX



Figura 10-56 Load case 4 SPINTA DX

10.3.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 3.90m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 39 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 33.5 kN/m².

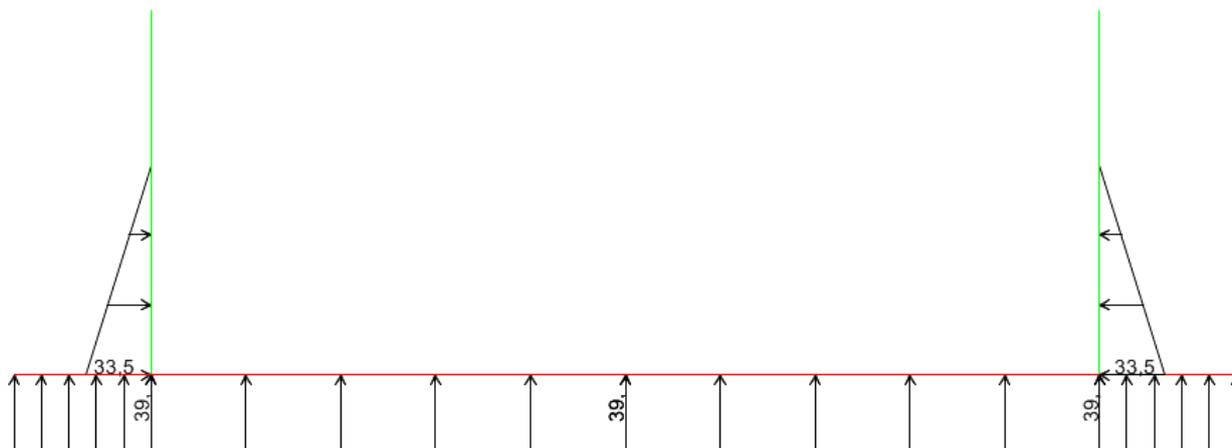


Figura 10-57 Load Case 4.5 FALDA

10.3.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^{\circ}\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.



Figura 10-58 Load Case 5 DT+

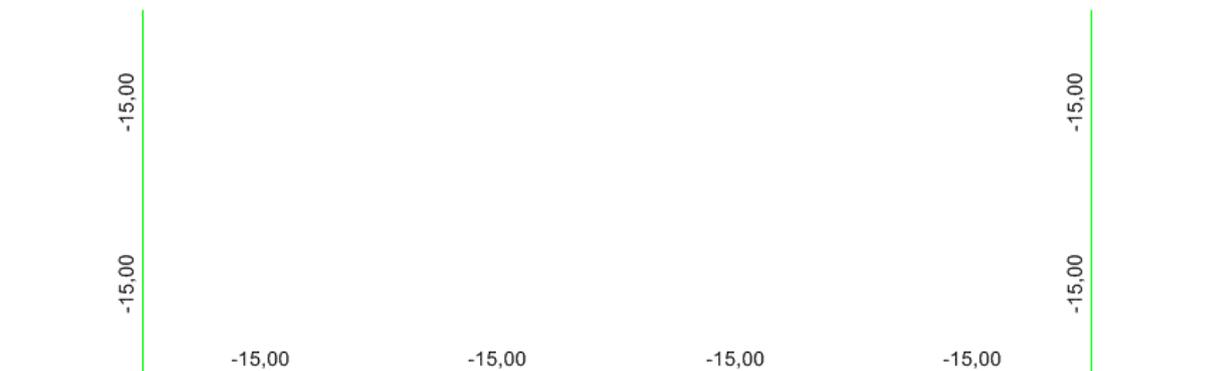


Figura 10-59 Load case 5 DT-



Figura 10-60 Load case 6 GRAD+

10.3.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione



convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1100
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2200
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,930
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2773
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3353
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,30

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for $E_{long term}$ calculation			
α_1	0,892		
α_2	0,968		
α_3	0,922		
α	1,000		
t_0 (modified)	6,189		
φ_{RH}	1,166		
$\beta(t_0)$	0,649		
$\beta(f_{cm})$	2,617		
	1500		
	1383		
β_H	1383		
φ_0	1,982		
$\beta_c(t, t_0)$	0,993		
$\varphi(t, t_0)$	1,967		
$E_{cm}(t, t_0)$	11,339		

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 82 di 361

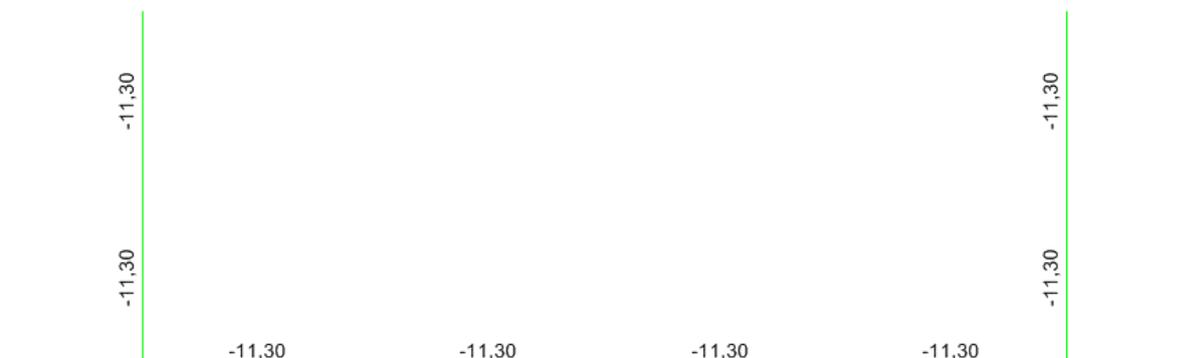


Figura 10-61 Load Case 9 RITIRO

10.3.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60m$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 1.10m/2 = 5.10m > 4.20 \text{ m}$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04m$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

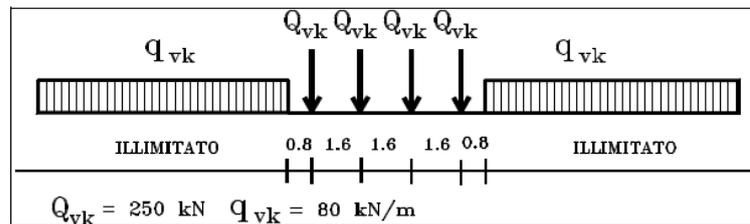


Figura 10-62 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{\text{ballast}}/4 \times 2 + 2 \times H_{\text{mass}} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6\text{m} + 2 \times 1.10\text{m}/2 = 2.75\text{m} > 1.60\text{m}$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.75 + 3 \times 1.60 = 7.55\text{m}$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.60m × 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 9 Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente "α"
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25\text{kN/m} / 5.10\text{m} \times 1.339 = 45.12 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 23.10 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

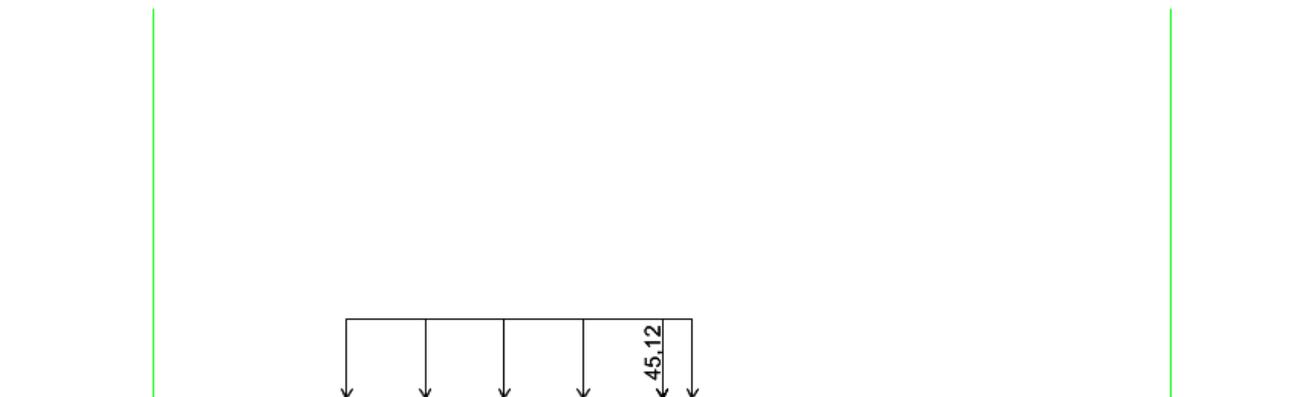


Figura 10-63 Load Case 10a LM71 SX

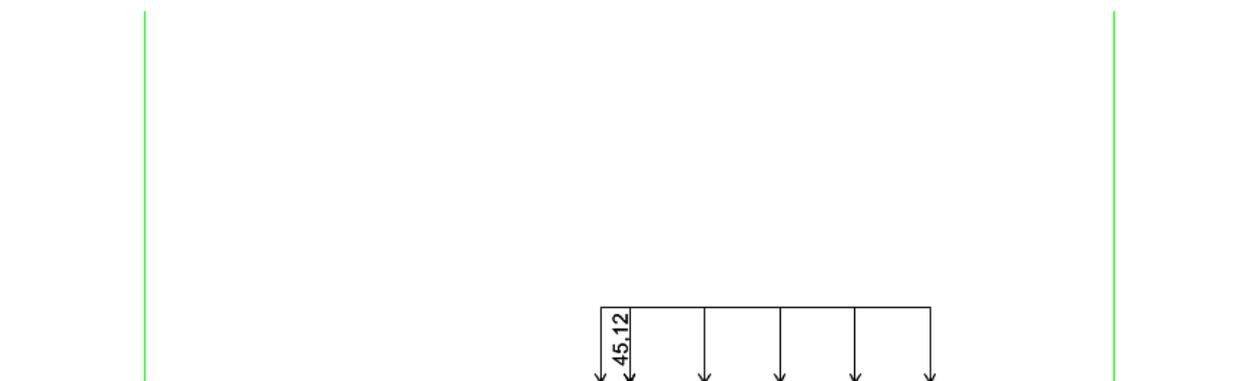


Figura 10-64 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 12.46/4.34 \times 1,1 \times 1,339 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

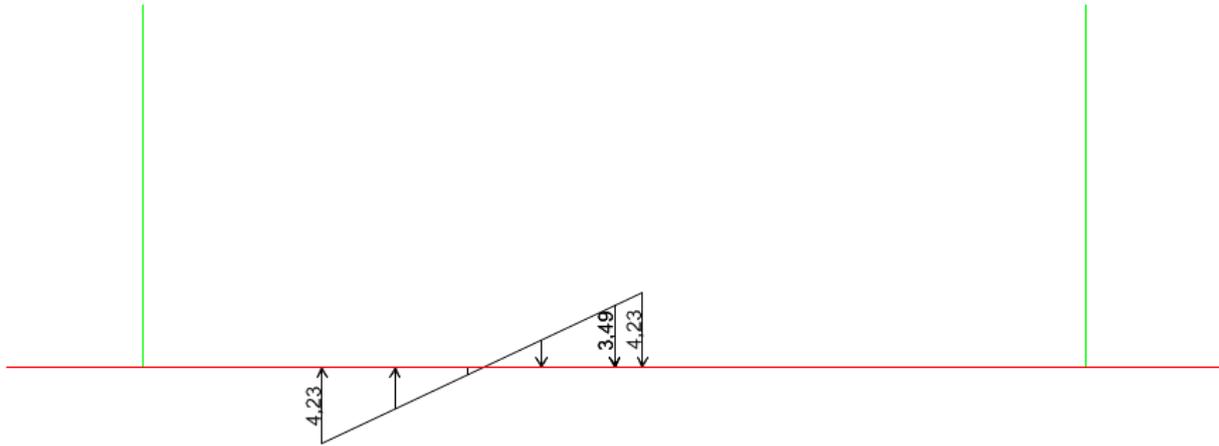


Figura 10-65 Load Case 10a LM71 SX ecc

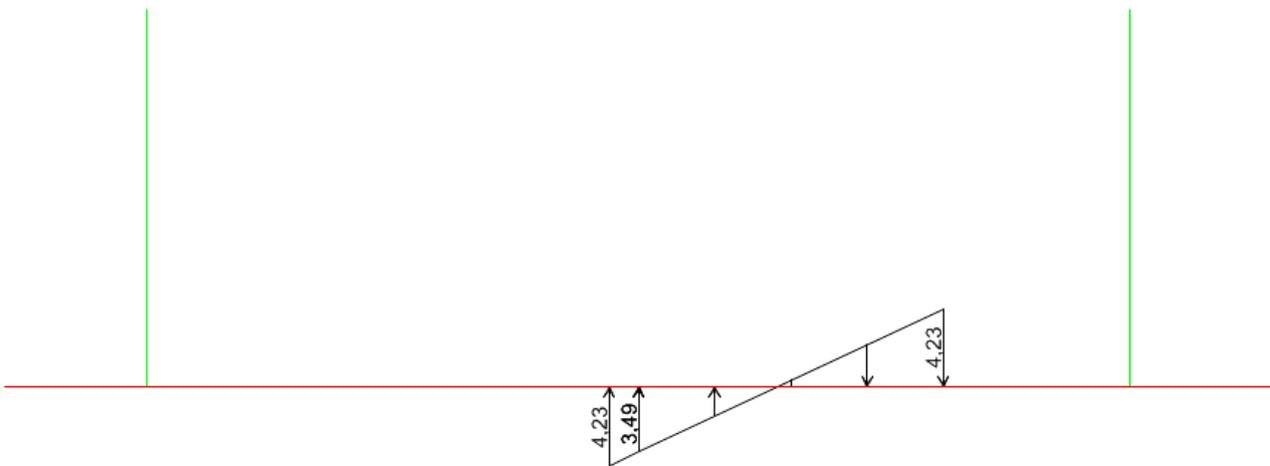


Figura 10-66 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

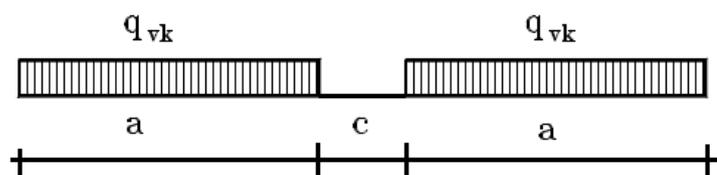


Figura 10-67 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.



L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 10 Caratteristiche Treni di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 39.38 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

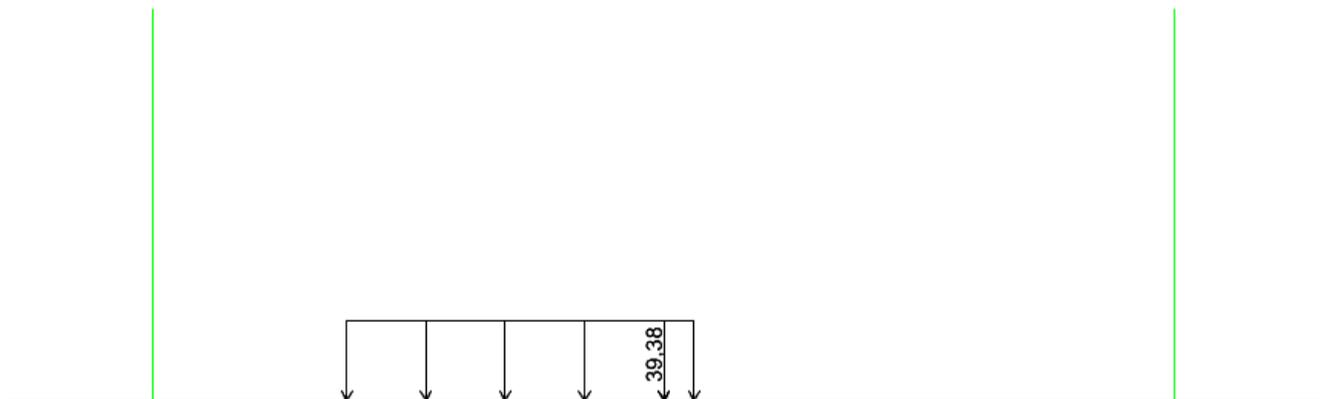


Figura 10-68 Load Case 11a SW/2 SX

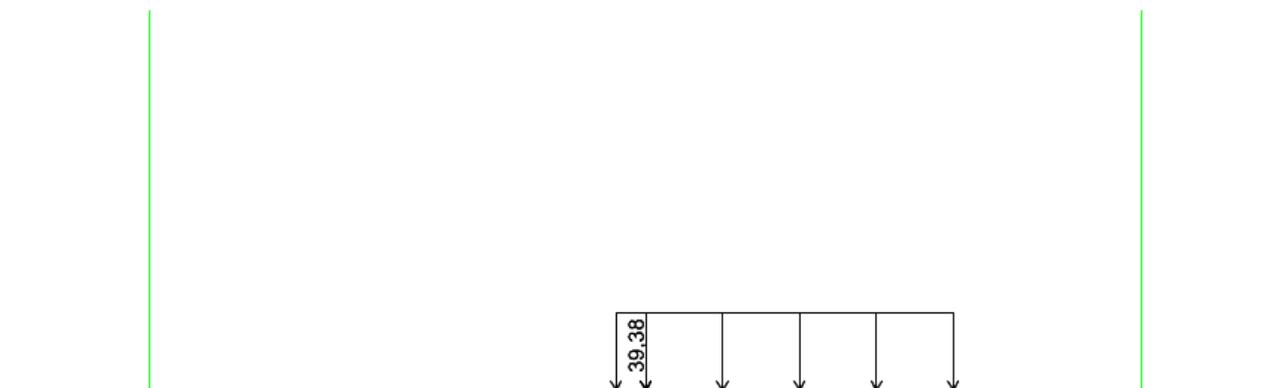


Figura 10-69 Load Case 11b SW/2 DX



10.3.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.10 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.84 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.10 \text{ m} / 2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.95 \text{ m} = \pm 214.5 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.10 \text{ m}$$

$$b = 2.75 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.92 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.99 \text{ kN/m}^2$$

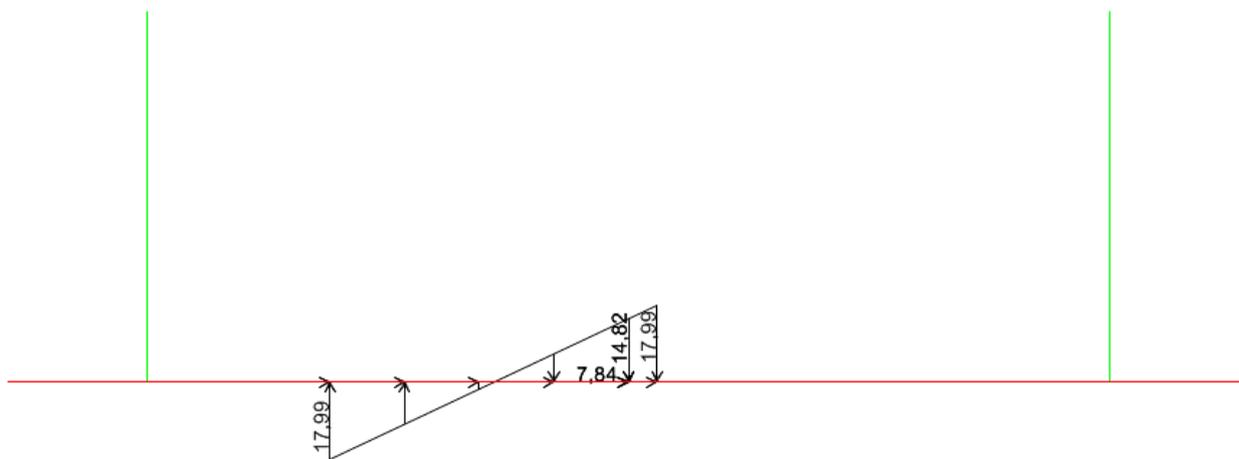


Figura 10-70 Load Case 12a SERPEGGIO SX

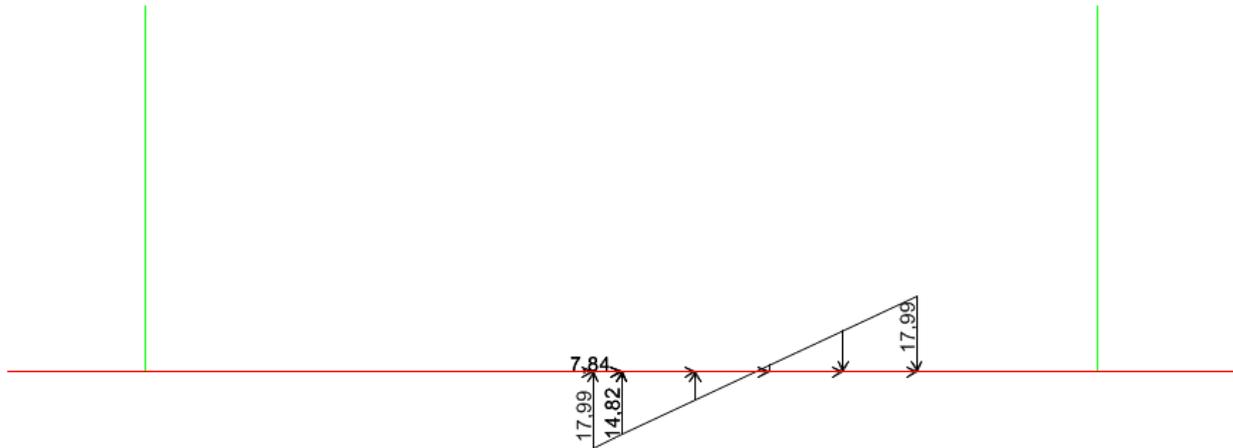


Figura 10-71 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.3.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

Nella sezione di trincea considerata non è presente il marciapiede.

10.3.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.426 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.



Figura 10-72 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.3.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera agente una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.5m (doppio della distanza piano del ferro – asse fondazione)

$$F_t = 1500 \text{ kN} / 7.5 \text{ m} = 200 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 89 di 361



Figura 10-73 Load Case 15 URTO

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

10.3.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP_d per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 4.5m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (4.5 \text{ m})^2 = 127.06 \text{ kN/m}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 28.23 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 20.54 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 3.35m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:



z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]
0	0,00	0,49
0,335	2,91	1,18
0,67	4,11	1,53
1,005	5,04	1,82
1,34	5,82	2,06
1,675	6,50	2,28
2,01	7,12	2,48
2,345	7,69	2,67
2,68	8,23	2,84
3,015	8,72	3,00
3,35	9,20	
TOT		20,35



Figura 10-74 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.



Figura 10-75 Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 33.70 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.11 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.10\text{m}/2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 2.11\text{kN/m}^2 = 21.03 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.1\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.03\text{kNm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

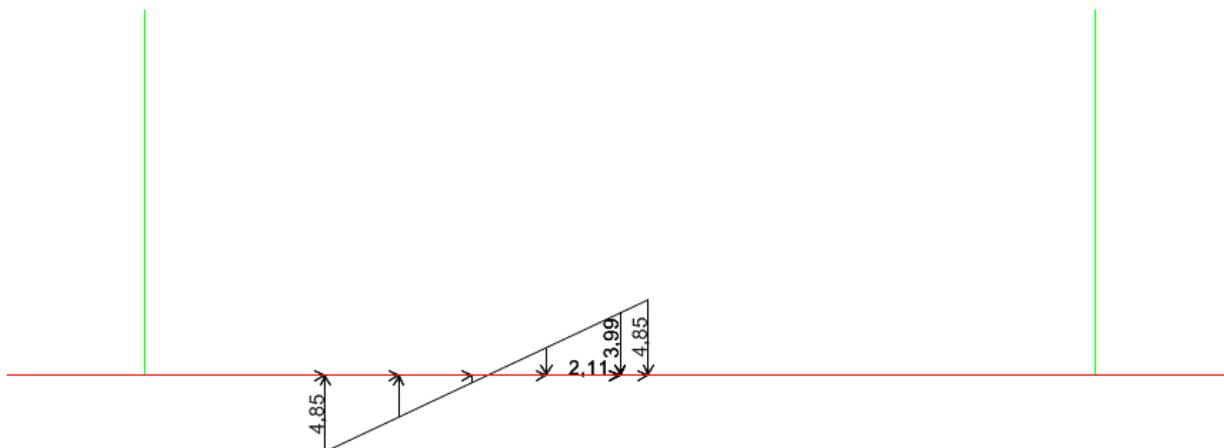


Figura 10-76 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 29.41 \text{ kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5.1 \text{ m} \times 1.95 \text{ m} \times 1.85 \text{ kN/m}^2 = 18.35 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.35 \text{ Nm/m} / 4.34 \text{ m}^3 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

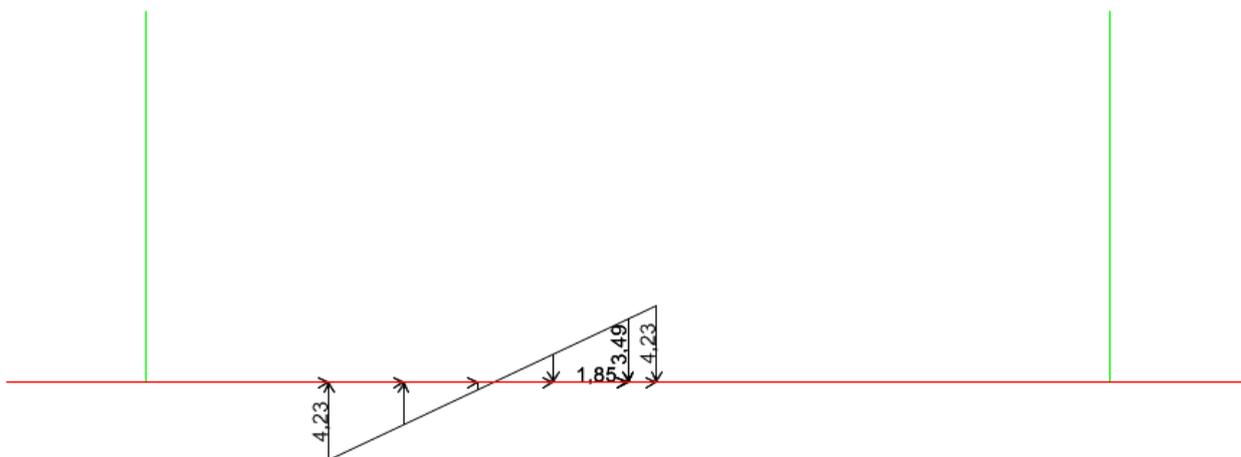


Figura 10-77 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.3.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato e massetto è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.



La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.36 \text{ kN/m}^2 \times 9.2\text{m} + 12.96 \text{ kN/m}^2 \times 2.4\text{m} \times 2 = 313.92\text{kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 313.92 \text{ kN/m} \times 0.314 = 98.48 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 98.48 \text{ kN/m} / (9.2\text{m} + 2 \times 2.40\text{m}) = 7.03 \text{ kN/m}^2$$

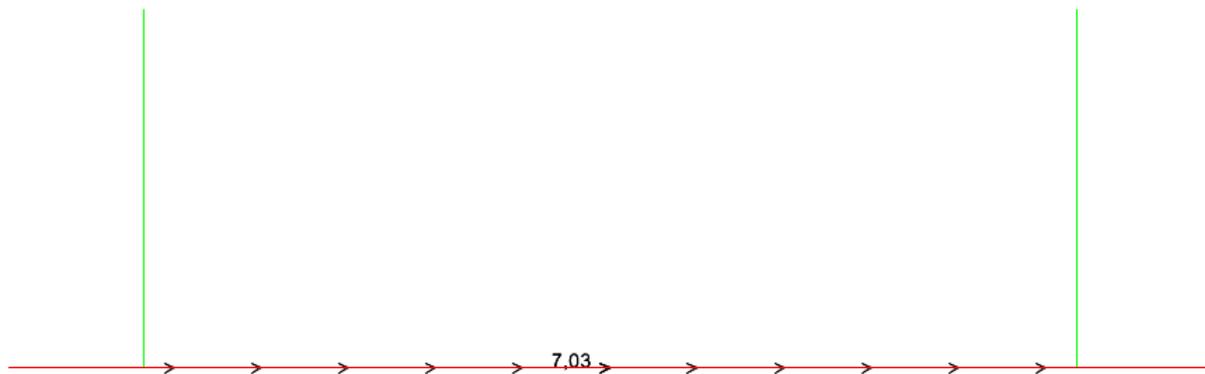


Figura 10-78 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

10.4 TR02 sez. B

10.4.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

Si è considerato anche il peso del terreno sulla scarpa della trincea, pari a 101 kN/m²



Figura 10-79 Load Case 1 PESO PROPRIO

10.4.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

peso ballast + armamento $H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

massetto pendenze $H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

sub ballast e supercompattato $H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Per il calcolo del peso del marciapiede si considera un'area di cls di circa 2.85 m² distribuita su una larghezza di 3m. Quindi l'altezza equivalente è di circa 95cm. Considerando un peso di 24 kN/m³ si ottiene un carico distribuito di 22.69 kN/m².

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.

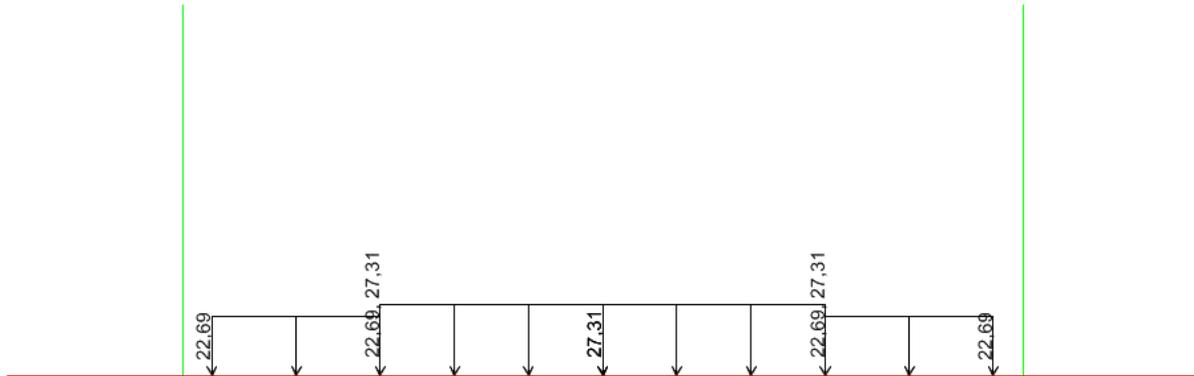


Figura 10-80 Load Case 2 PERMANENTI

Nella zona centrale (larga circa 8 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico del marciapiede.

10.4.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il rinterro a ridosso della trincea verrà realizzato tramite materiale le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry} 20 kN/m³

γ_{SAT} 20 kN/m³

γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	35 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0 (M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,426
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	29,26 °
$K_0 (M2) = 1 - \text{sen}\phi_{rid}$	0,511
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{rid}) / (1 + \text{sen}\phi_{rid})$	0,343

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra e con SPINTA DX la spinta del terreno sul piedritto di destra

Nella tabella, la quota z è presa a partire dal piano campagna.

	z terreno [m]	ϕ [°]	γ_{dry} [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	$K_0 (M1)$	$K_0 (M2)$	K_a	σ_v	$\sigma_{h0} (M1)$	$\sigma_{h0} (M2)$	σ_{ha}	σ_{HWATER}	σ_v scarpa
								[kN/m ²]					
quota falda	1,350	35	20	10	0,426	0,511	0,343	27,00	11,51	13,80	9,27	0,00	
estradosso fondazione	5,050	35	20	10	0,426	0,511	0,343						101,00
linea media fondazione	5,600	35	20	10	0,426	0,511	0,343	69,50	29,64	35,53	23,87	42,50	
base fondazione	6,150											48,00	

Lo sforzo verticale σ_v è calcolato mediante il peso del terreno secco fino alla quota z della falda e con il peso γ' sotto la falda.

σ_v	
[kN/m ²]	
quota falda	20 kN/mc * 1,35 m = 27 kN/mq
linea media fondazione	27 kN/mq + 10 kN/mc * (5,6 - 1,35) m = 69,5 kN/mq



Figura 10-81 Load Case 3 SPINTA SX



Figura 10-82 Load case 4 SPINTA DX

10.4.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 4.8m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 48 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 42.5 kN/m².

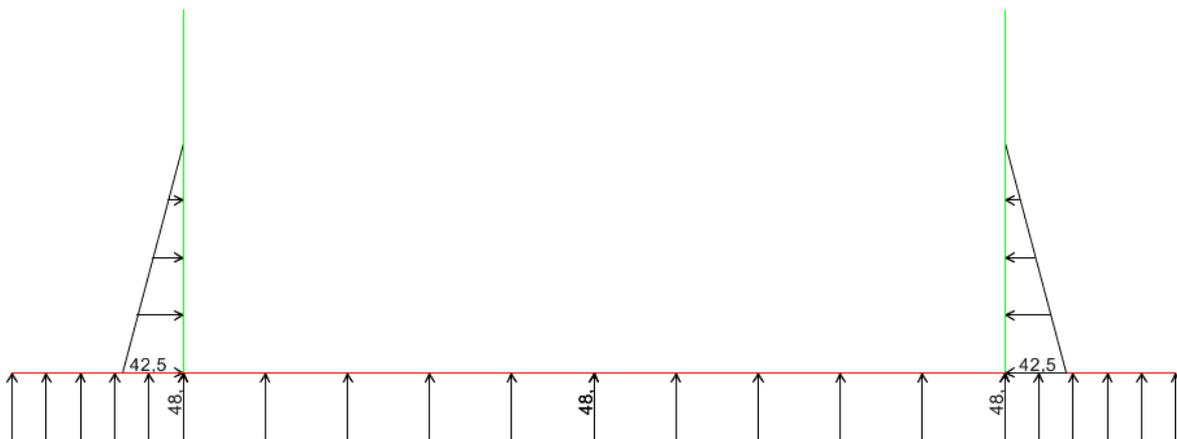


Figura 10-83 Load Case 4.5 FALDA

10.4.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.

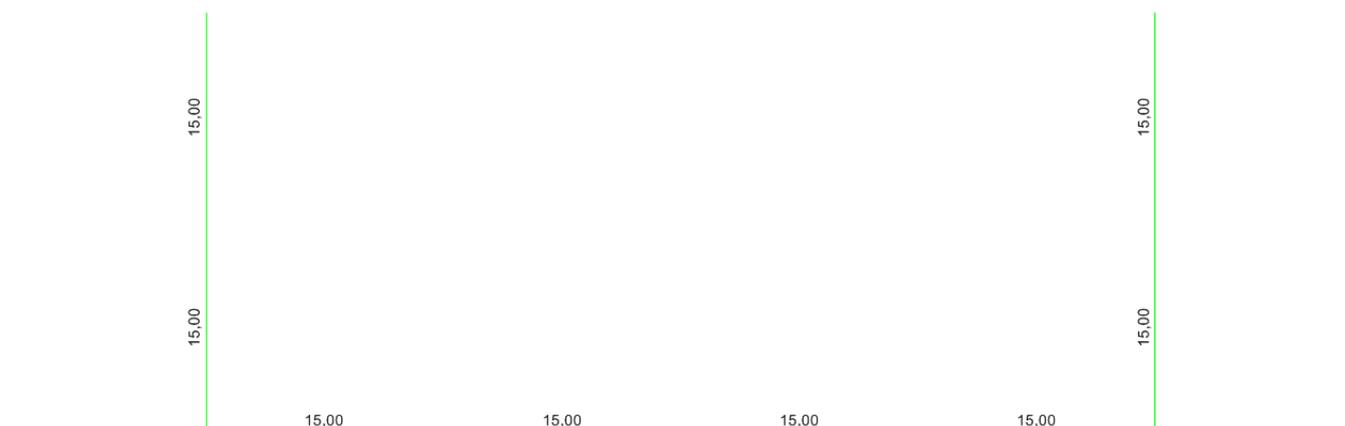


Figura 10-84 Load Case 5 DT+

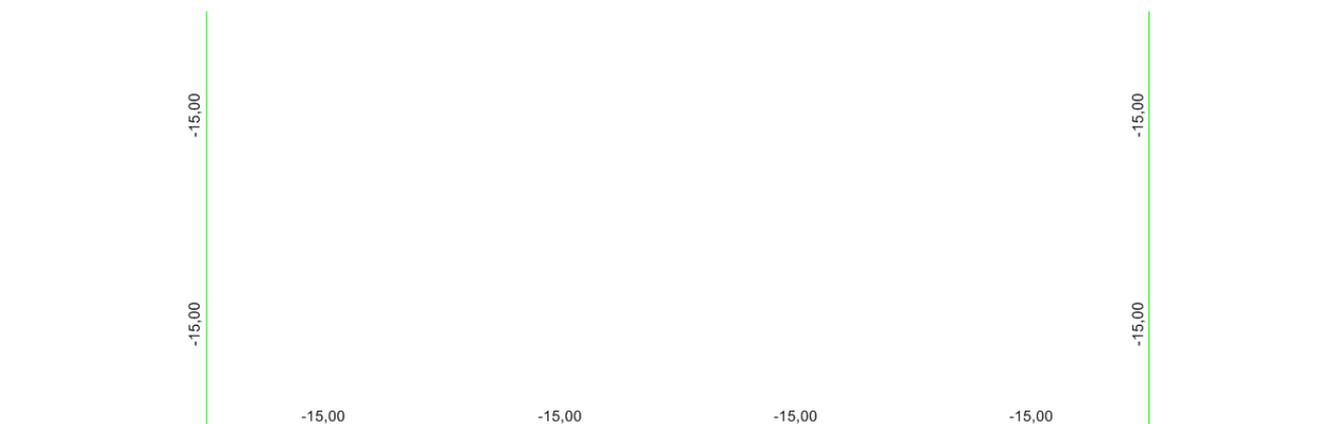


Figura 10-85 Load case 5 DT-



Figura 10-86 Load case 6 GRAD+

10.4.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione



convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1100
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2200
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,930
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2773
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3353
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,30

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for $E_{long term}$ calculation			
α_1	0,892		
α_2	0,968		
α_3	0,922		
α	1,000		
t_0 (modified)	6,189		
φ_{RH}	1,166		
$\beta(t_0)$	0,649		
$\beta(f_{cm})$	2,617		
	1500		
	1383		
β_H	1383		
φ_0	1,982		
$\beta_c(t, t_0)$	0,993		
$\varphi(t, t_0)$	1,967		
$E_{cm}(t, t_0)$	11,339		

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 100 di 361

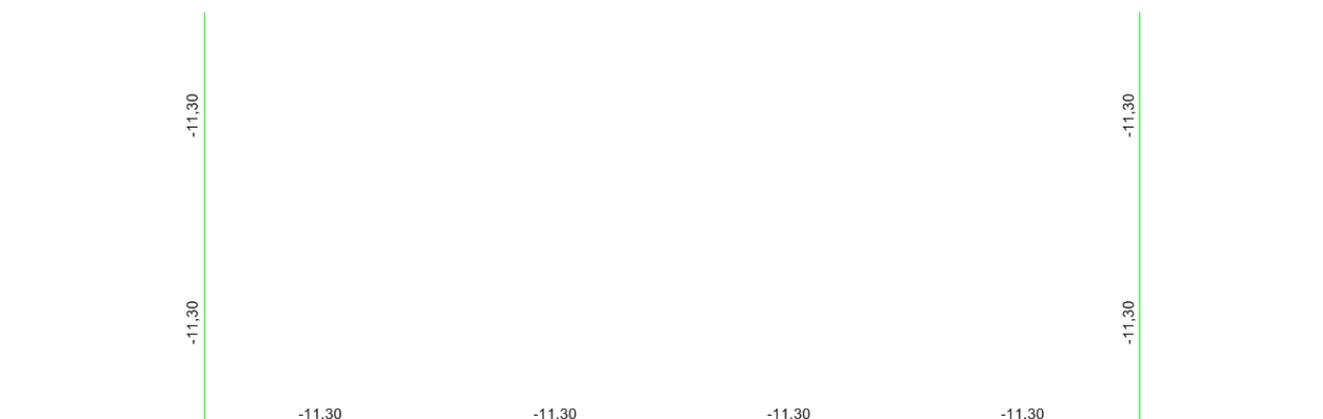


Figura 10-87 Load Case 9 RITIRO

10.4.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60m$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 1.10m/2 = 5.10m > 4.20m$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

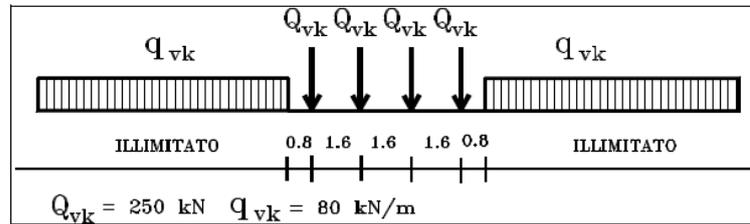
$$L_\phi = 14.04m$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

**Figura 10-88 – Treno di carico LM71**

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6 + 2 \times 1.10\text{m}/2 = 2.75\text{m} > 1.60 \text{ m}$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.75 + 3 \times 1.60 = 7.55 \text{ m}$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.6m × 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 11 Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente "α"
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{equi} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{equi} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25\text{kN/m} / 5.10\text{m} \times 1.339 = 45.12 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 23.10 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

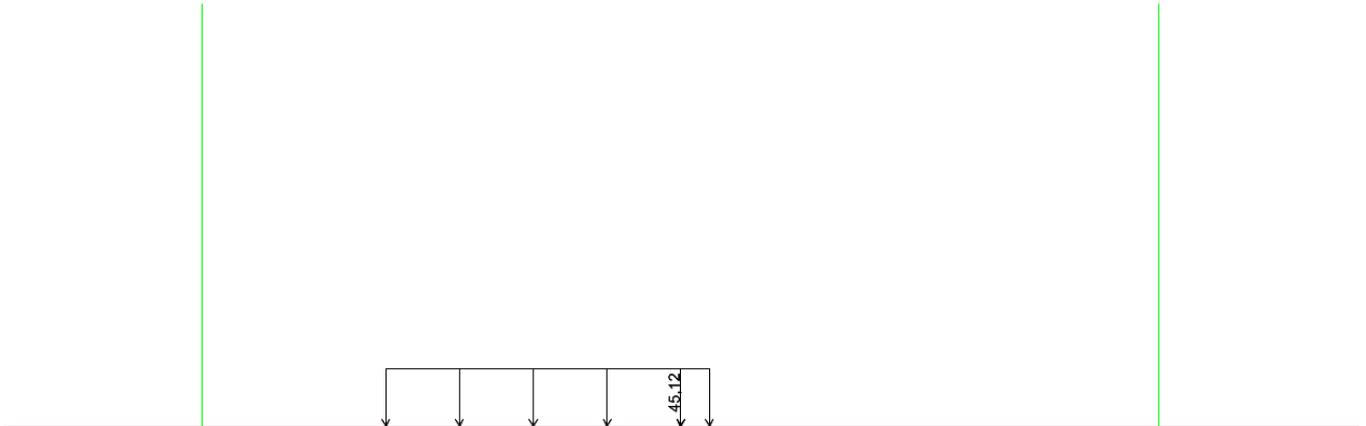


Figura 10-89 Load Case 10a LM71 SX

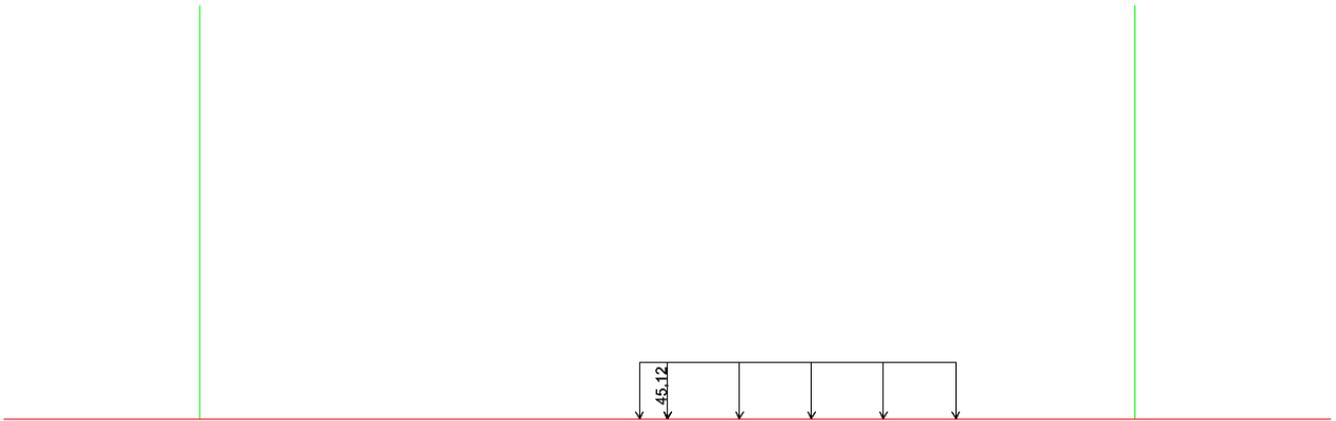


Figura 10-90 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 12.46/4.34 \times 1,1 \times 1,339 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

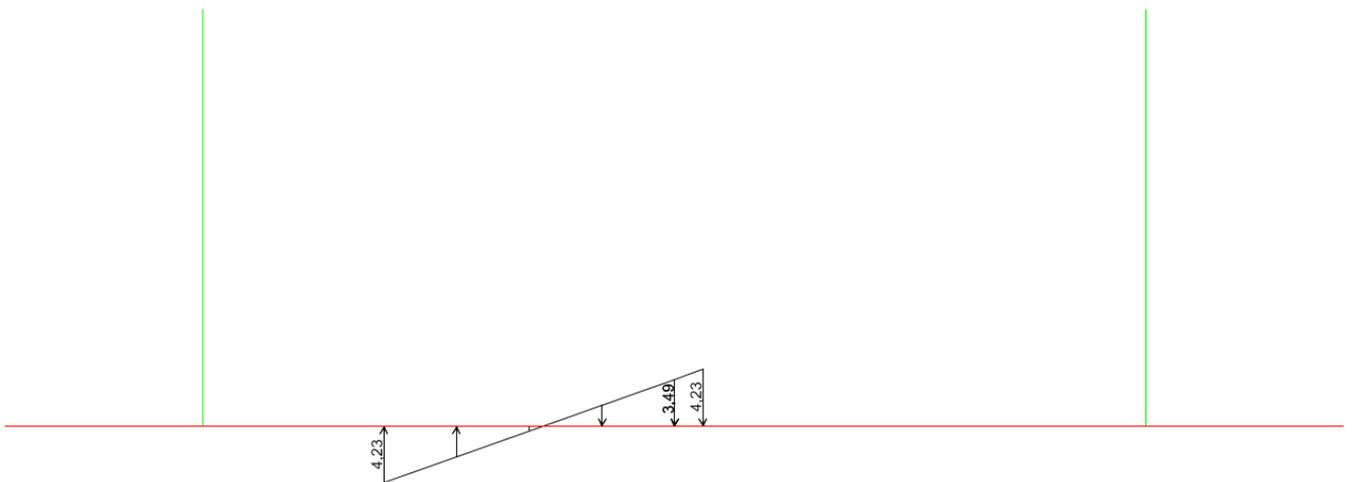


Figura 10-91 Load Case 10a LM71 SX ecc

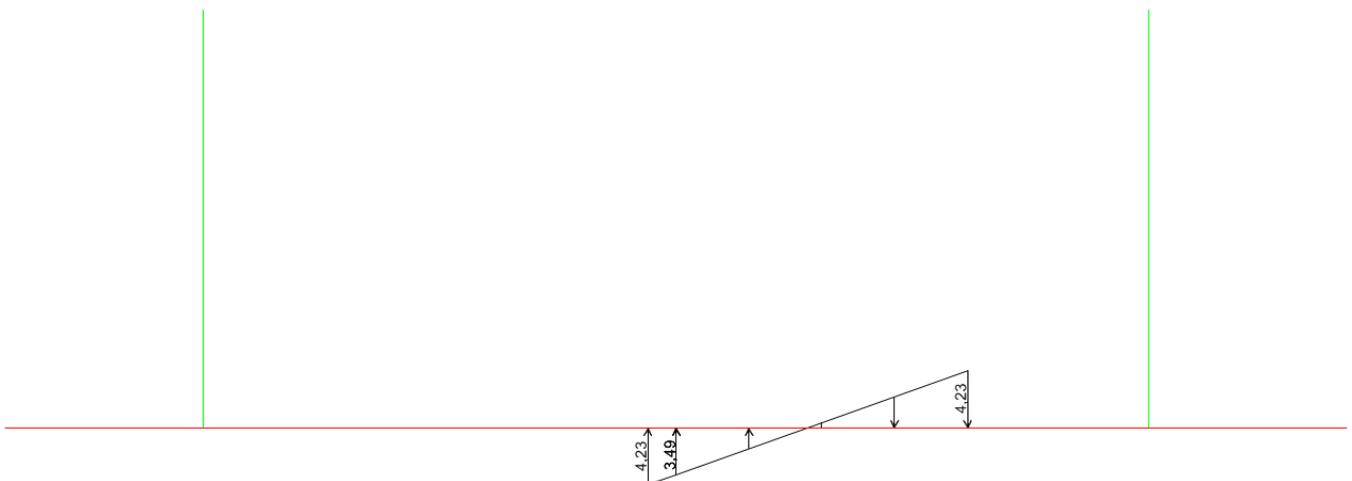


Figura 10-92 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

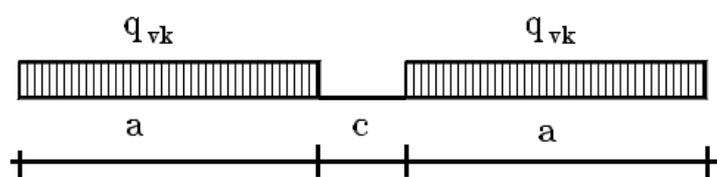


Figura 10-93 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 12 Caratteristiche Treni di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 39.38 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

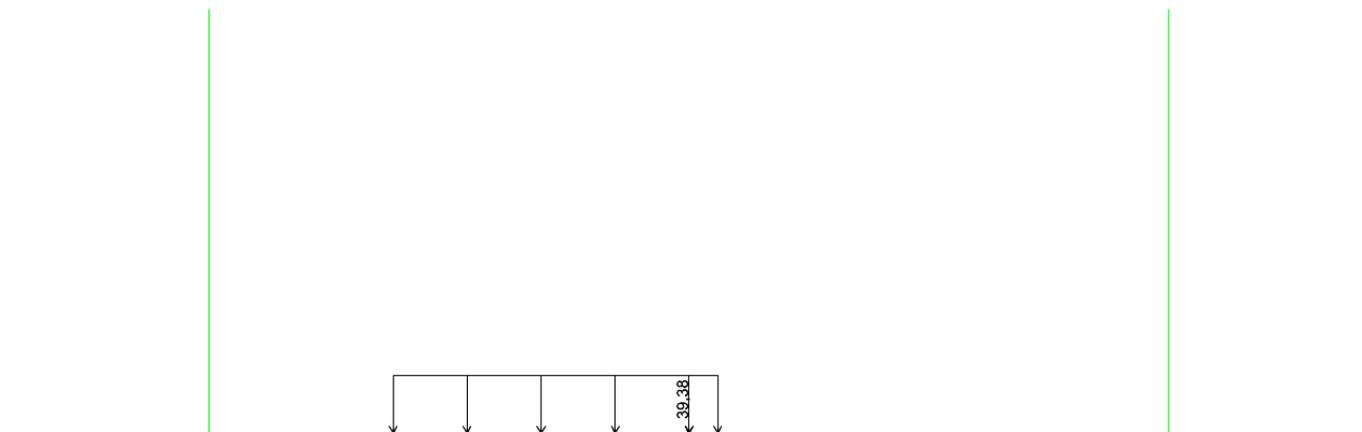


Figura 10-94 Load Case 11a SW/2 SX

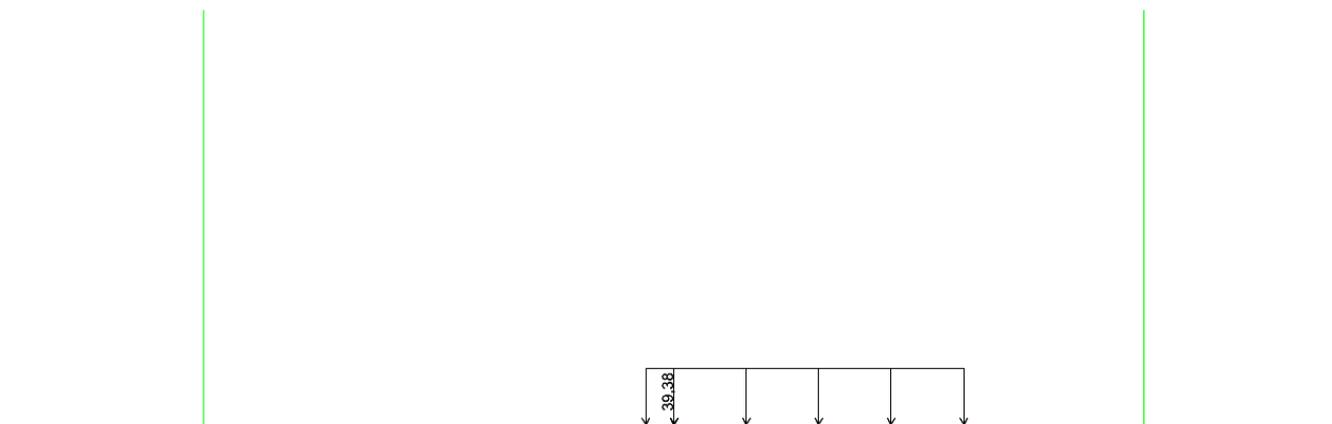


Figura 10-95 Load Case 11b SW/2 DX



10.4.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.10 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.84 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.10 \text{ m} / 2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.95 \text{ m} = \pm 214.5 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.10 \text{ m}$$

$$b = 2.75 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.92 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.99 \text{ kN/m}^2$$

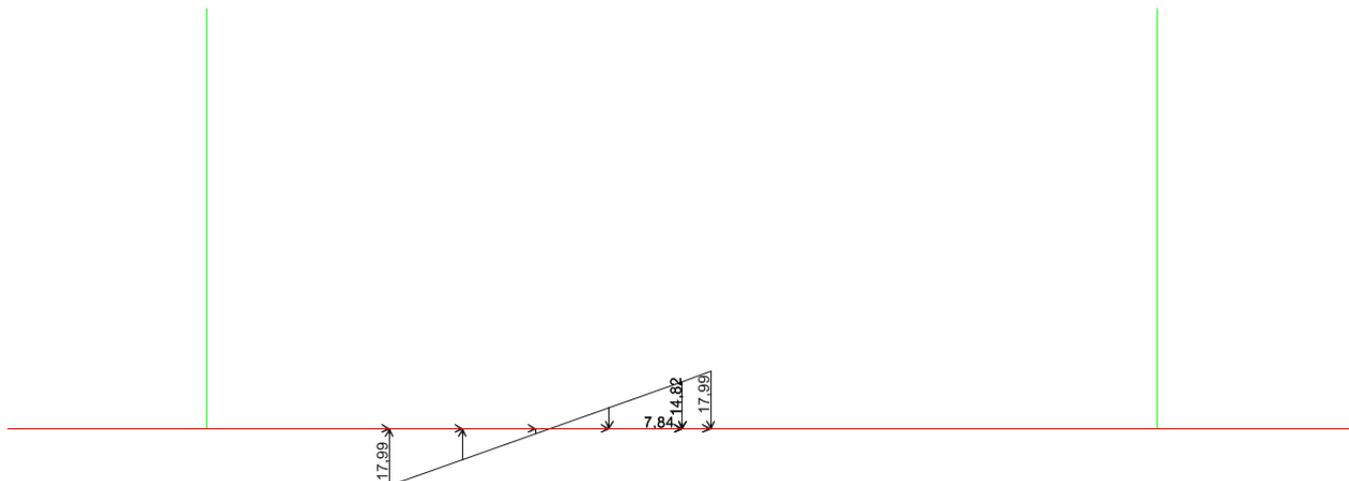


Figura 10-96 Load Case 12a SERPEGGIO SX

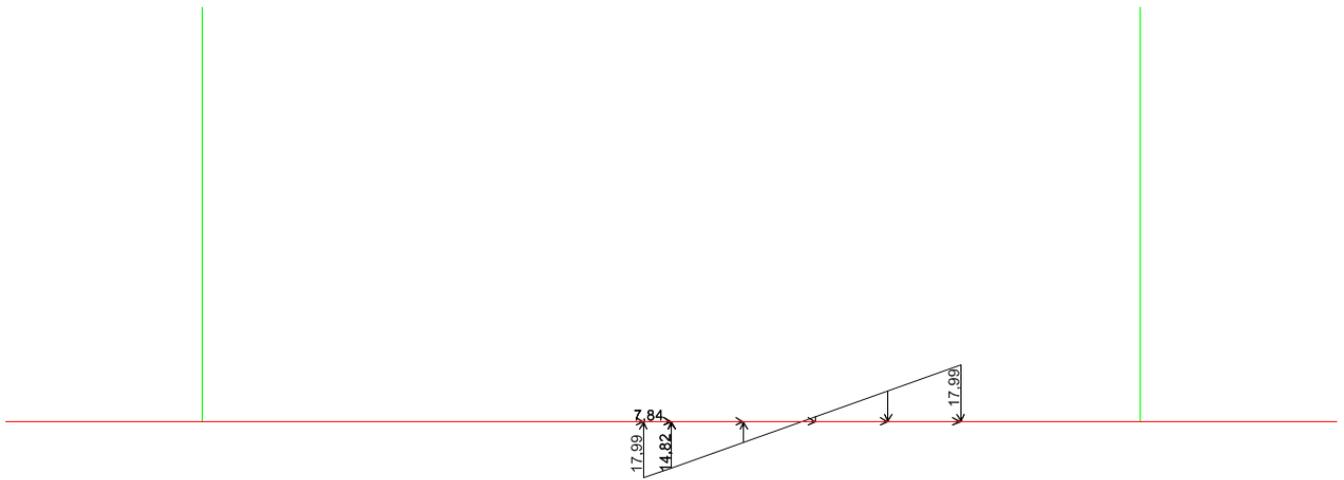


Figura 10-97 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.4.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m^2 , senza considerare effetti dinamici. Questo carico non viene considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari.



Figura 10-98 Load Case 13 MARCIAPIEDE

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 107 di 361

10.4.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20\text{kN/m}^3 \times 0.426 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.



Figura 10-99 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.4.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.5m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.75m.

Lunghezza di ripartizione: $3.75\text{m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.5\text{m}$

$$F_t = 1500\text{kN}/7.5\text{m} = \mathbf{200 \text{ kN/m}}$$



Figura 10-100 Load Case 15 URTO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 108 di 361

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

10.4.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP_d per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 5.6m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (5.6 \text{ m})^2 = 196.77 \text{ kN/m.}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 35.14 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 33.05 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 4.25m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Result. [kN/m]
0	0,00	0,78
0,425	3,69	1,89
0,85	5,22	2,47
1,275	6,39	2,93
1,7	7,38	3,32
2,125	8,25	3,67
2,55	9,04	3,99
2,975	9,76	4,29
3,4	10,43	4,57
3,825	11,07	4,83
4,25	11,67	

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 109 di 361

TOT	32,75
-----	-------



Figura 10-101 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.



Figura 10-102 Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:



$$\Delta p_{LM71,h} = 33.70 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.11 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.10\text{m}/2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 2.11\text{kN/m}^2 = 21.03 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.1\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.03\text{kNm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

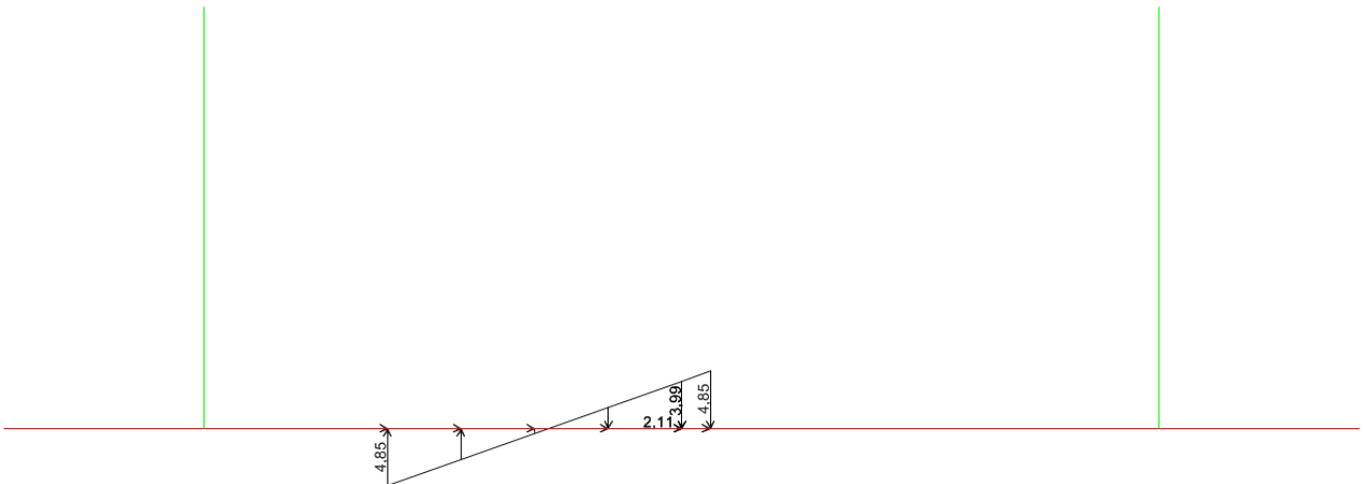


Figura 10-103 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 29.41\text{kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{1.85 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 1.85\text{kN/m}^2 = 18.35 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.35\text{Nm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

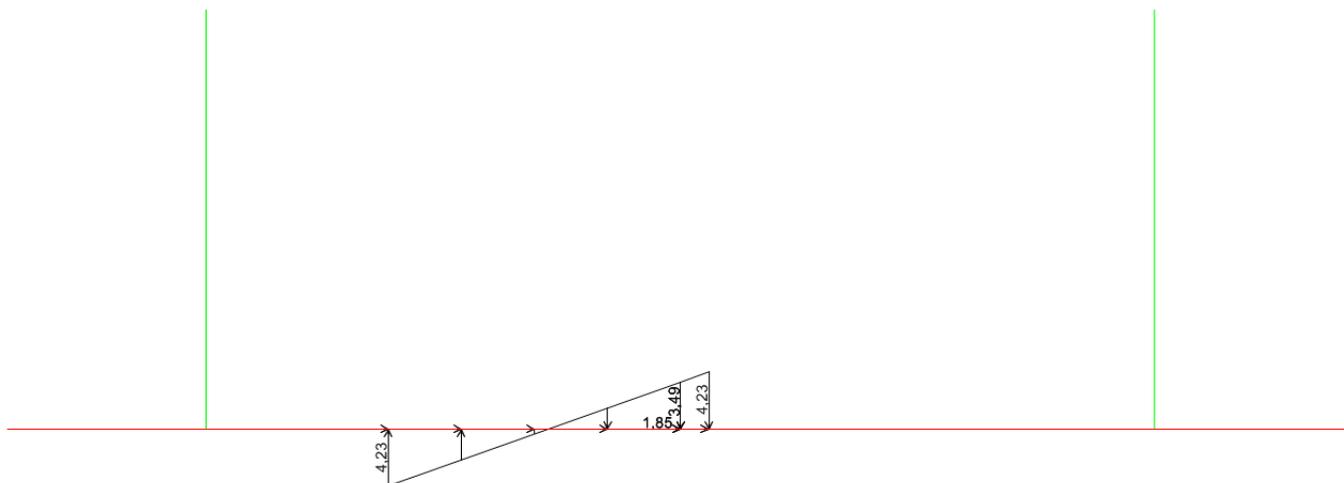


Figura 10-104 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.4.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato, massetto e marciapiede è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.31 \text{ kN/m}^2 \times 8\text{m} + 22.69 \text{ kN/m}^2 \times 3.02\text{m} \times 2 = 355.50 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 355.50 \text{ kN/m} \times 0.314 = 111.53 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 111.53 \text{ kN/m} / (8\text{m} + 2 \times 3.02\text{m}) = 7.94 \text{ kN/m}^2$$

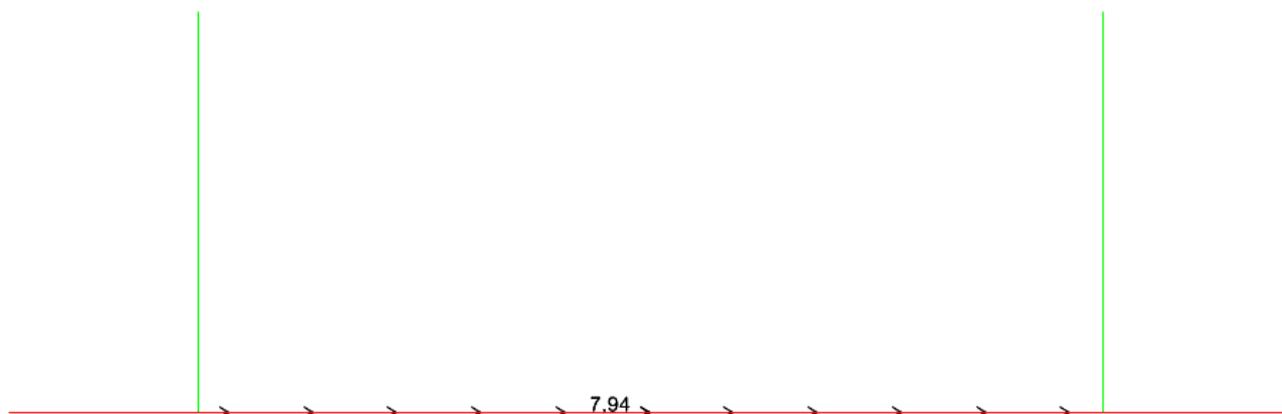


Figura 10-105 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

10.5 TR02 sez. C (sezione tra diaframmi)

10.5.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

10.5.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

$$\text{peso ballast + armamento} \quad H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{massetto pendenze} \quad H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{sub ballast e supercompattato} \quad H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Per il calcolo del peso del marciapiede si considera un'area di cls di circa 2.85 m² distribuita su una larghezza di 3m. Quindi l'altezza equivalente è di circa 95cm. Considerando un peso di 24 kN/m³ si ottiene un carico distribuito di 22.69 kN/m².

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.

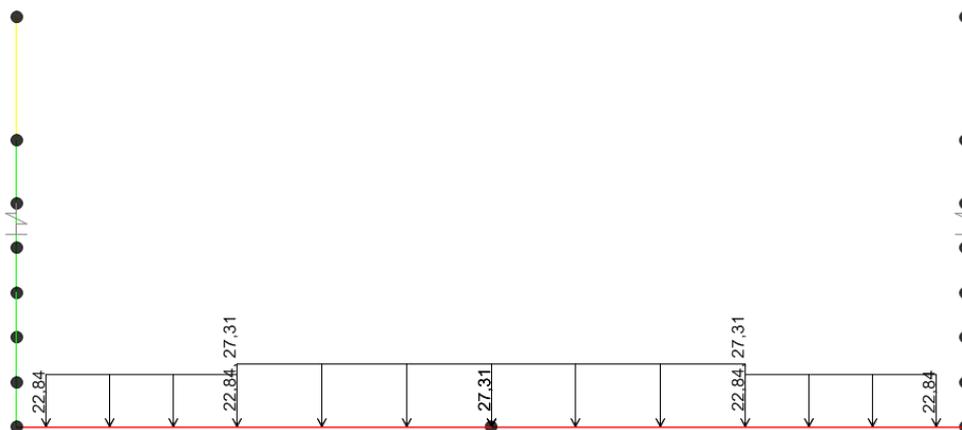


Figura 10-106 Load Case 2 PERMANENTI

Nella zona centrale (larga circa 8 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico del marciapiede.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 113 di 361

10.5.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il terreno a ridosso della trincea è costituito dall'unità 6, le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	40 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0(M1) = 1 - \sin\phi$	0,357
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	33,87 °
$K_0(M2) = 1 - \sin\phi_{rid}$	0,443
$K_a = (1 - \sin\phi_{rid}) / (1 + \sin\phi_{rid})$	0,284

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra.

Si è considerata solo la spinta relativa al rinterro sopra la quota della sommità della trave di coronamento dei diaframmi, dal momento che la spinta del terreno compreso tra l'intradosso fondazione e la trave di coronamento è interamente assorbito dai diaframmi.

Il piano campagna è a una quota di 6.10m dall'intradosso della fondazione, la sommità della trave di coronamento a 4.10m e la falda a 4.65m.

Quindi la spinta di terreno agente alla quota della trave di coronamento è:

$$(20 \text{ kN/m}^3 \times (6.10 - 4.65\text{m}) + 10 \text{ kN/m}^3 \times (4.65\text{m} - 4.10\text{m})) \times 0.357 = 15.04\text{kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito attraverso il coefficiente di ripartizione $r = 0.436$:

$$15.04\text{kN/m}^2 \times 0.436 = 5.37 \text{ kN/m}^2$$



Figura 10-107 Load Case 3 SPINTA SX

Nella sezione di calcolo della TR02 tra diaframmi è stata considerata la spinta del terreno unicamente dal lato del binario dispari dal momento che, dal lato del binario pari, è presente l'opera IN10, come indicato nella Figura 8-5.

10.5.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 4.65m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 46.5 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 41 kN/m².



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 115 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

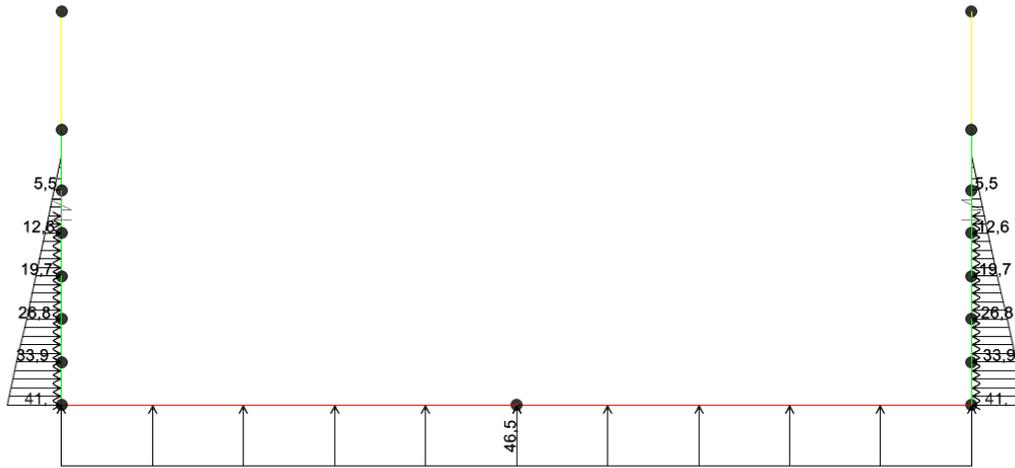


Figura 10-108 Load Case 4.5 FALDA

10.5.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.

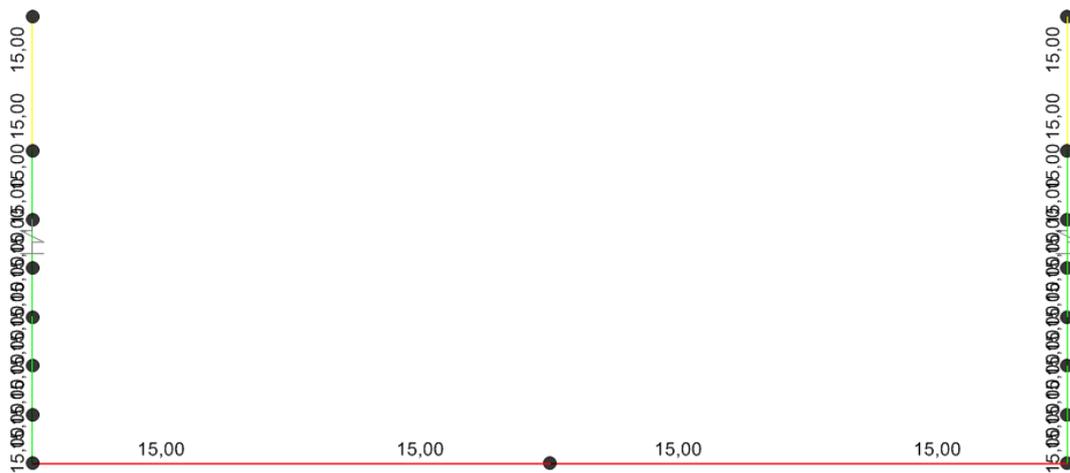


Figura 10-109 Load Case 5 DT+

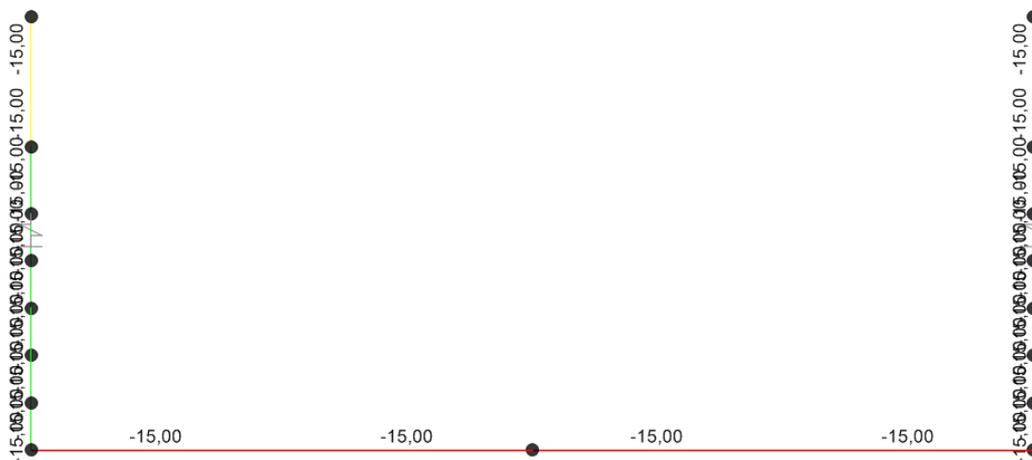


Figura 10-110 Load case 5 DT-

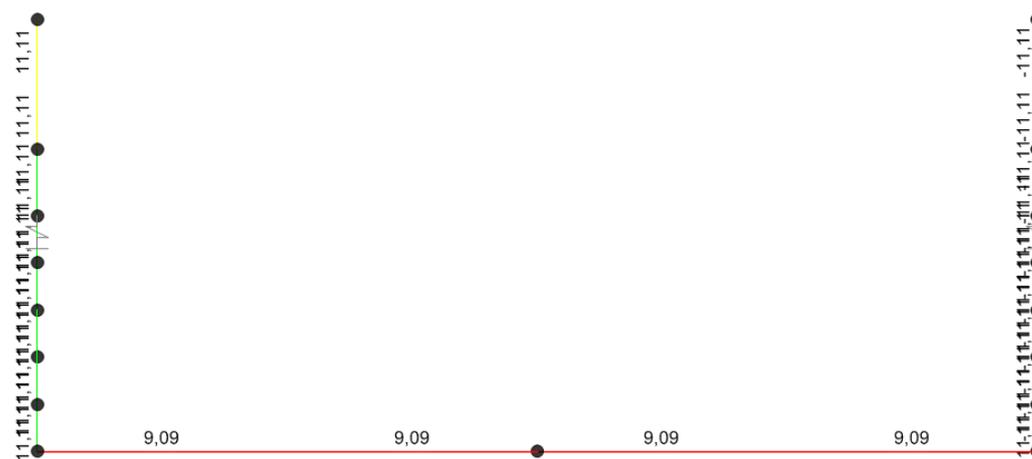


Figura 10-111 Load case 6 GRAD+

10.5.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1100
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2200
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	

age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_o (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,930
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2773
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3353
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,30

	>500	0,7
parameters for $E_{long\ term}$ calculation		
α_1	0,892	
α_2	0,968	
α_3	0,922	
α	1,000	
t_o (modified)	6,189	
φ_{RH}	1,166	
$\beta(t_o)$	0,649	
$\beta(f_{cm})$	2,617	
	1500	
	1383	
β_H	1383	
φ_0	1,982	
$\beta_c(t, t_o)$	0,993	
$\varphi(t, t_o)$	1,967	
$E_{cm}(t, t_o)$	11,339	

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

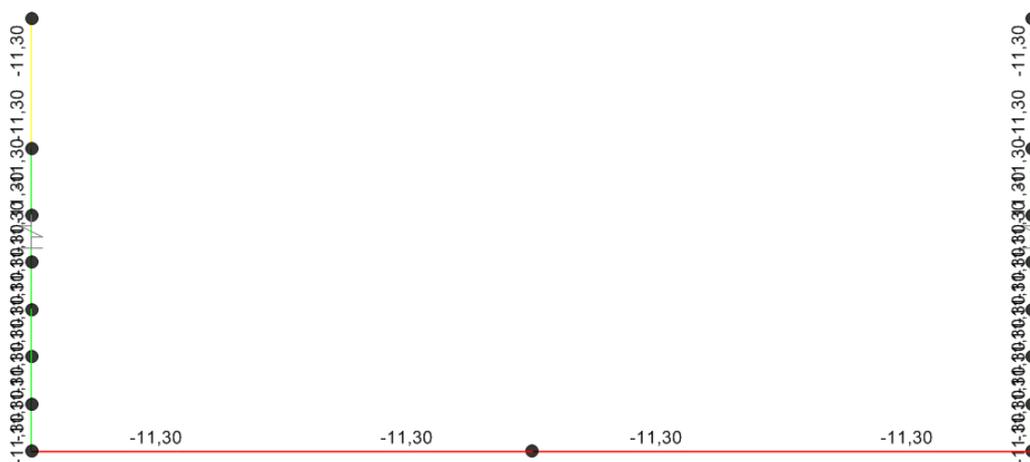


Figura 10-112 Load Case 9 RITIRO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 118 di 361

10.5.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60\text{m}$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6\text{m} + 2 \times 1.10\text{m}/2 = 5.10\text{m} > 4.20\text{m}$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04\text{m}$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

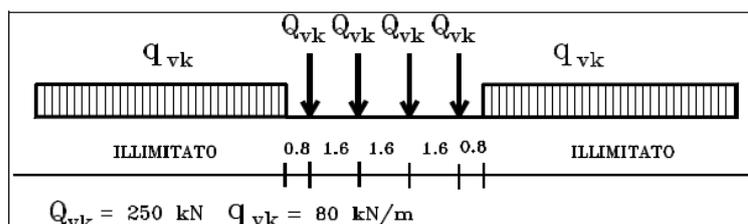


Figura 10-113 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6\text{m} + 2 \times 1.10\text{m}/2 = 2.75\text{m} > 1.60\text{m}$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.75 + 3 \times 1.60 = 7.55\text{m}$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.6m x 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.



Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell’infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 13 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25 \text{ kN/m} / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 45.12 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 23.10 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

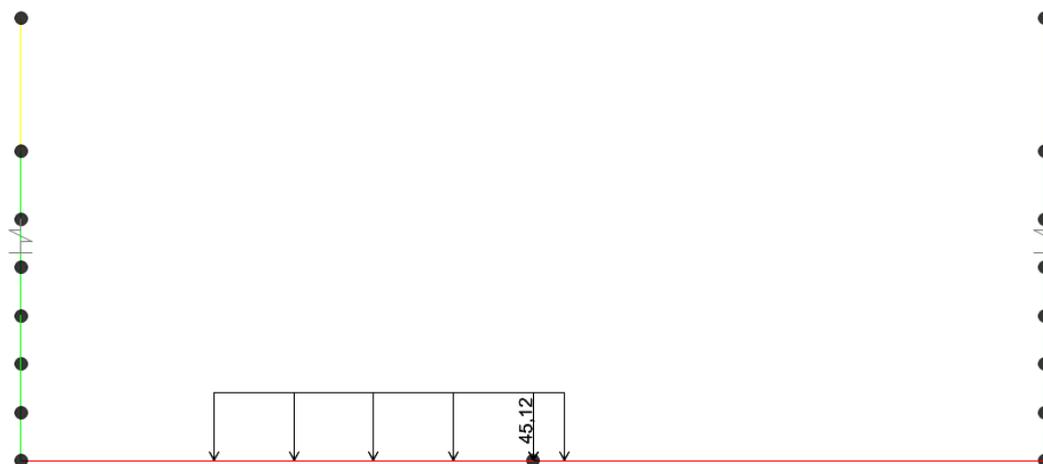


Figura 10-114 Load Case 10a LM71 SX

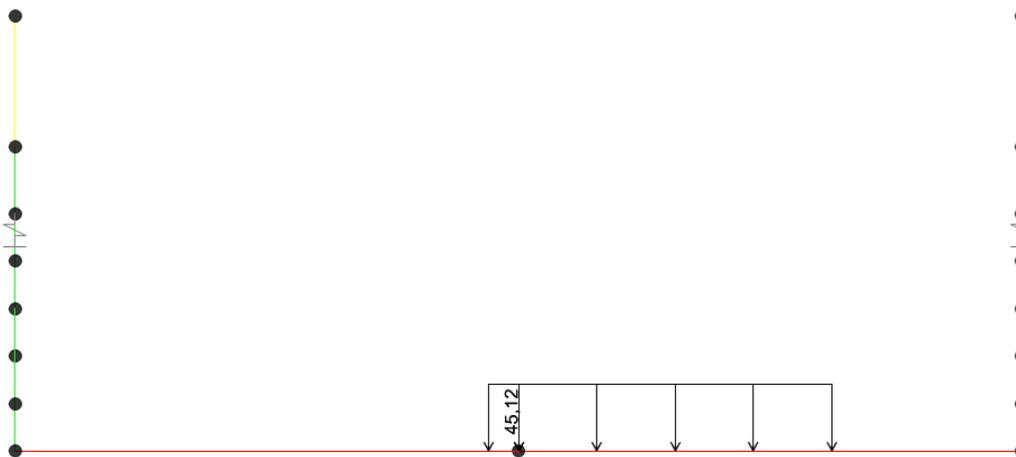


Figura 10-115 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 12.46/4.34 \times 1,1 \times 1,339 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

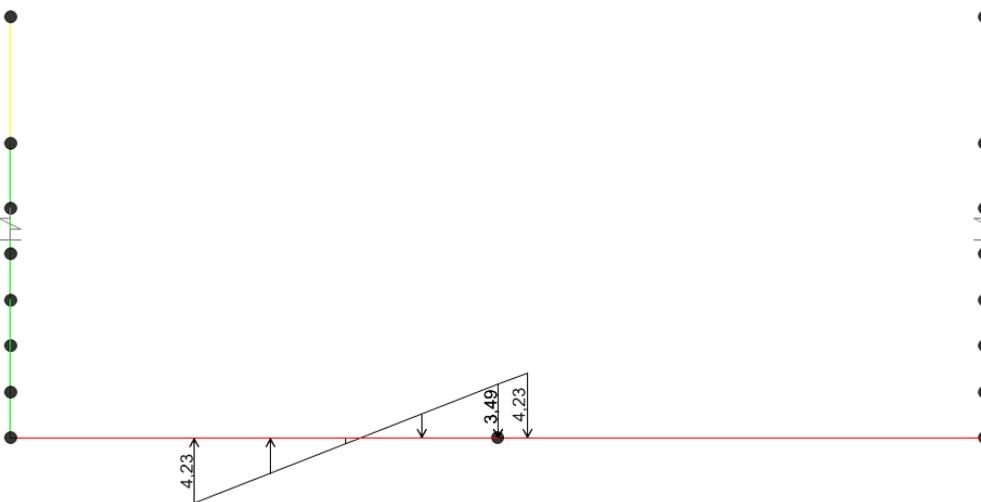


Figura 10-116 Load Case 10a LM71 SX ecc

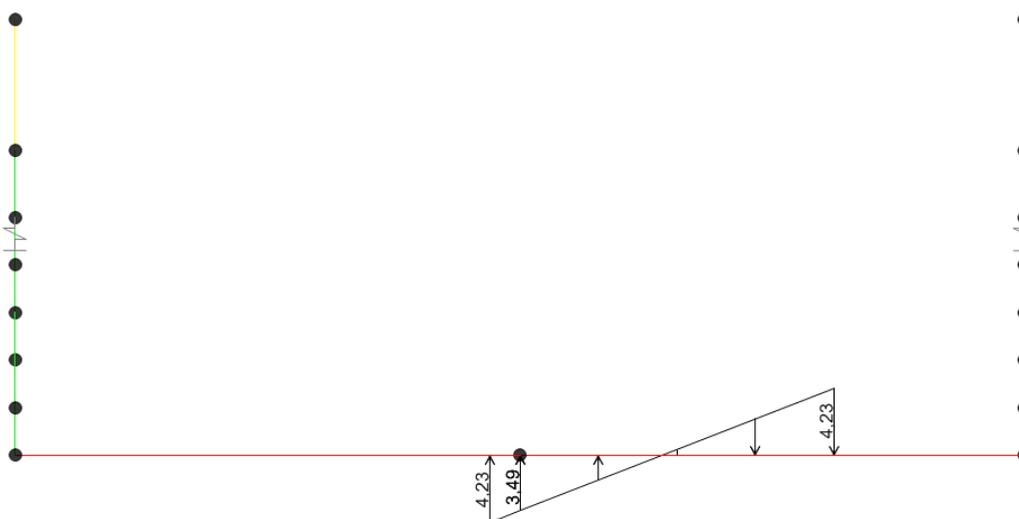


Figura 10-117 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

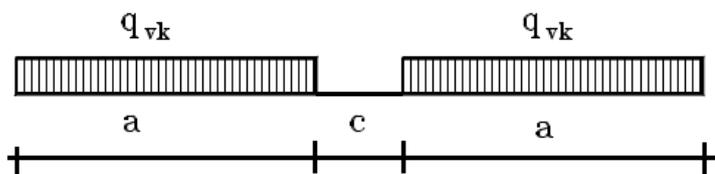


Figura 10-118 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 14 Caratteristiche Treni di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 39.38 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

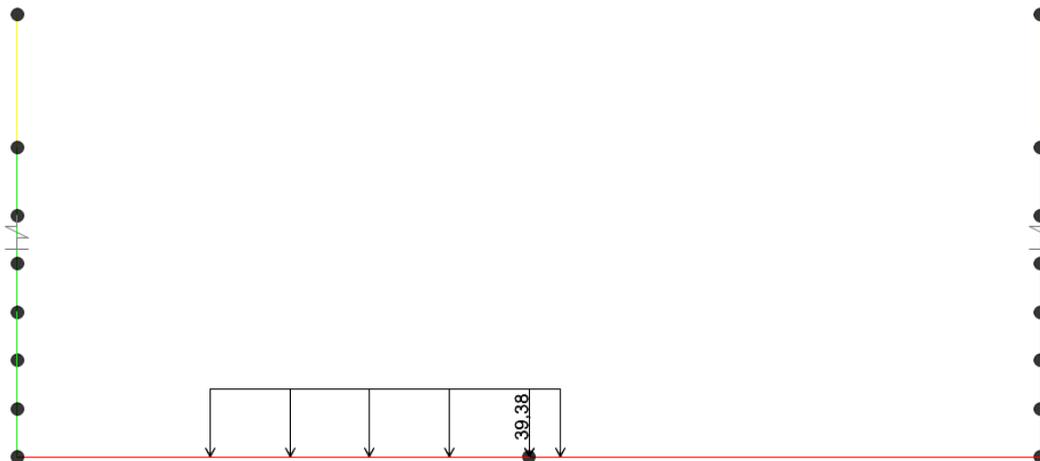


Figura 10-119 Load Case 11a SW/2 SX

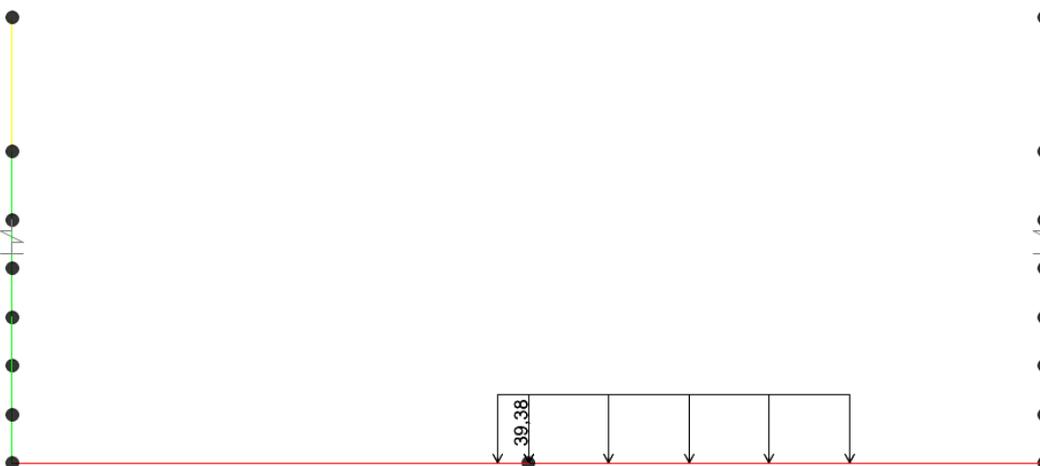


Figura 10-120 Load Case 11b SW/2 DX



10.5.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.10 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.84 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.10 \text{ m} / 2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.95 \text{ m} = \pm 214.5 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.10 \text{ m}$$

$$b = 2.75 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.92 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.99 \text{ kN/m}^2$$

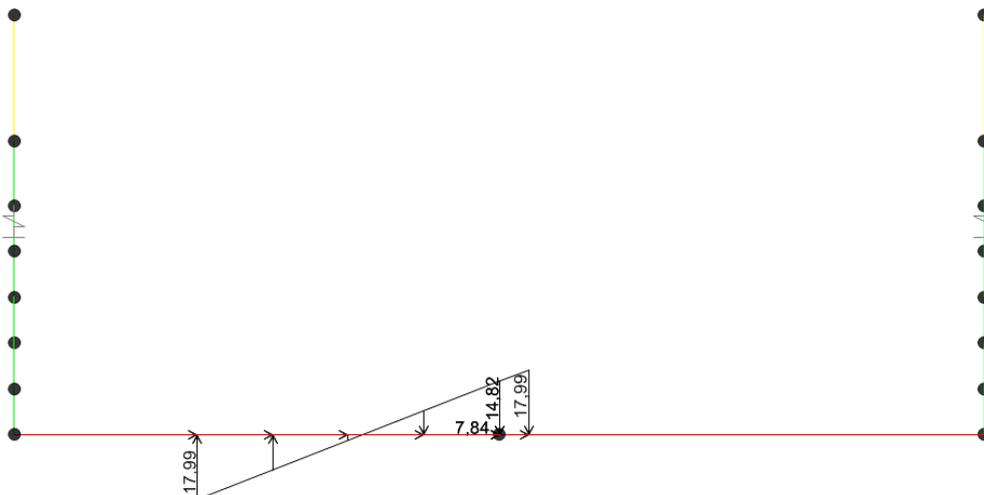


Figura 10-121 Load Case 12a SERPEGGIO SX

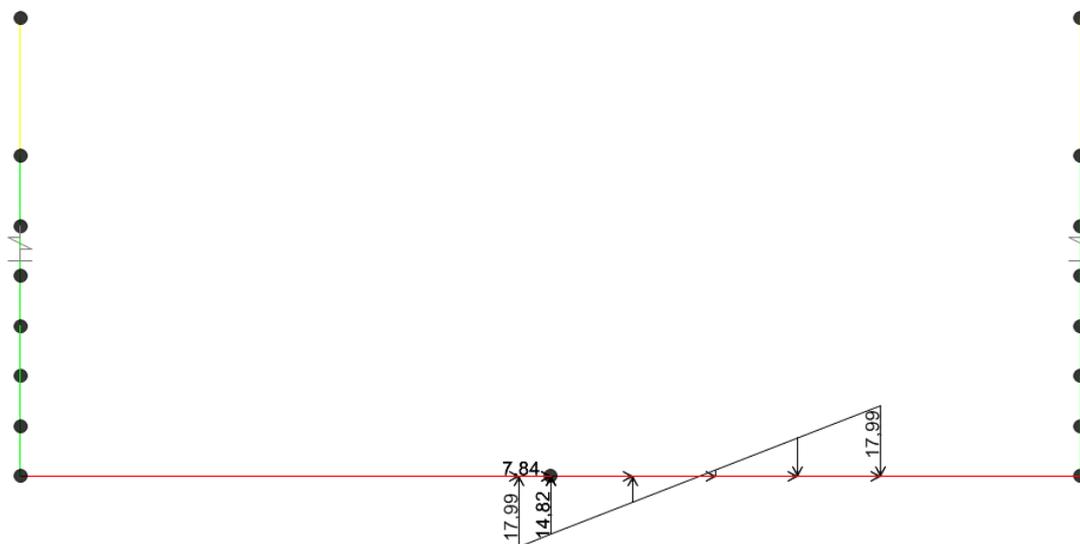


Figura 10-122 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.5.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m², senza considerare effetti dinamici. Questo carico non viene considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari.

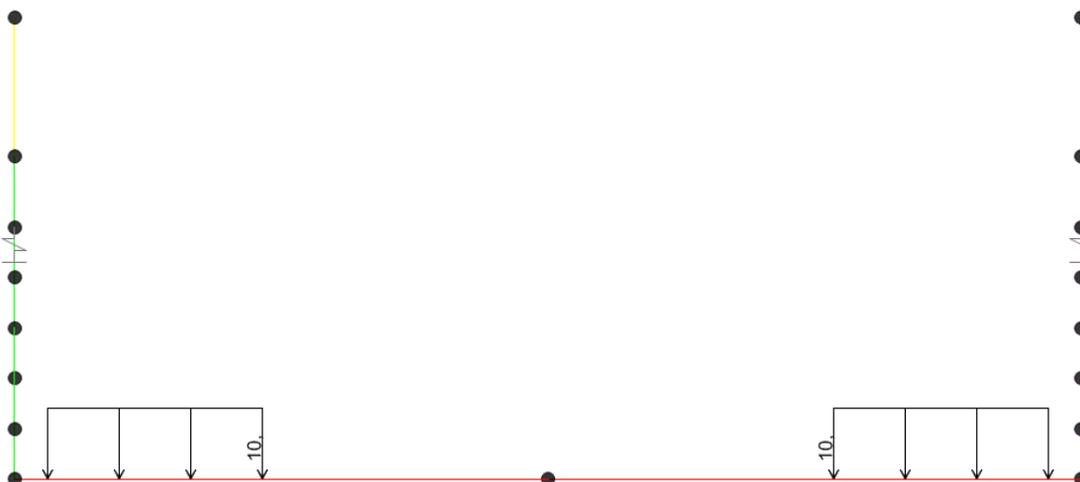


Figura 10-123 Load Case 13 MARCIAPIEDE

10.5.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.357 = 7.14 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$p_1 = 7.14 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$

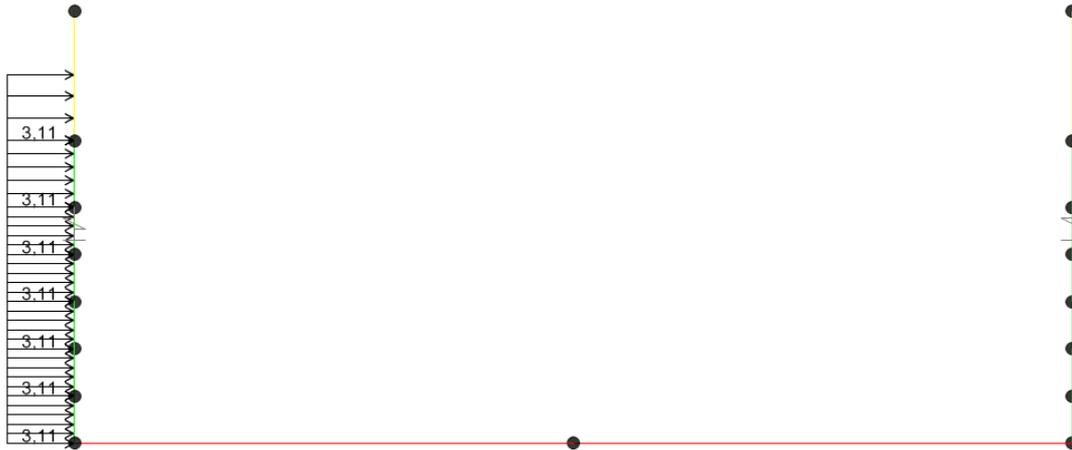


Figura 10-124 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.5.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.5m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.75m.

Lunghezza di ripartizione: $3.75\text{m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.5\text{m}$

$F_t = 1500\text{kN}/7.5\text{m} = \mathbf{200 \text{ kN/m}}$

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 126 di 361



Figura 10-125 Load Case 15 URTO

10.5.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP_d per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 5.55m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (5.55 \text{ m})^2 = 193.27 \text{ kN/m.}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 34.82 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = 34.82 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 15.17 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 30.76 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 4.10m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]
0	0,00	0,73
0,41	3,56	1,76
0,82	5,03	2,30
1,23	6,16	2,72
1,64	7,12	3,09
2,05	7,96	3,42
2,46	8,72	3,72
2,87	9,42	3,99
3,28	10,07	4,25
3,69	10,68	4,50
4,1	11,25	
TOT		30,48

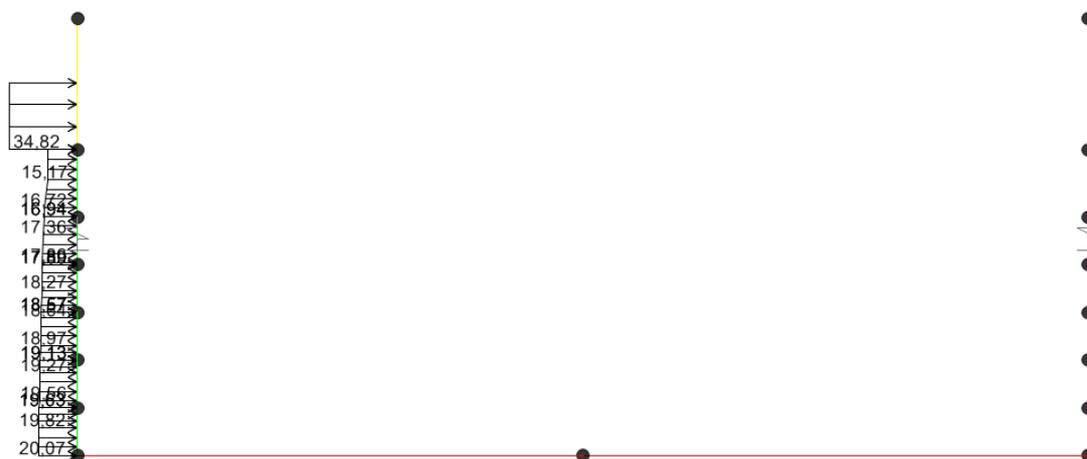


Figura 10-126 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.

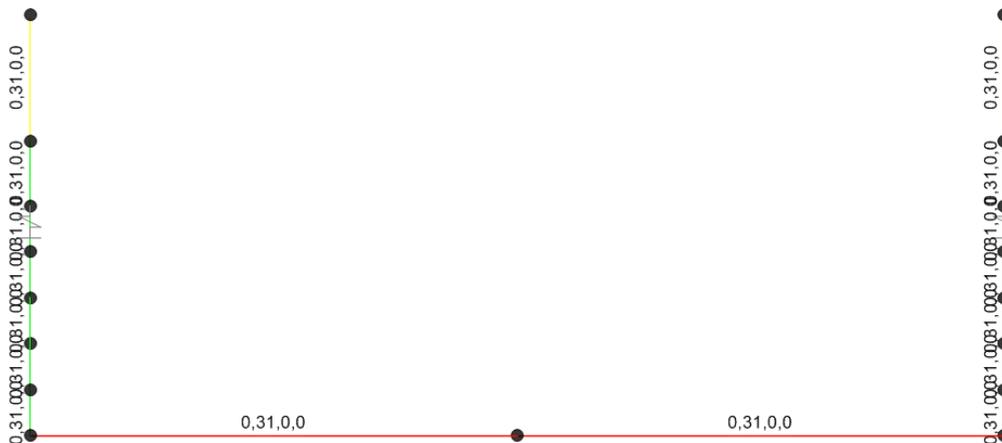


Figura 10-127 Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 33.70 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.11 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.10\text{m}/2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 2.11\text{kN/m}^2 = 21.03 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.1\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.03\text{kNm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

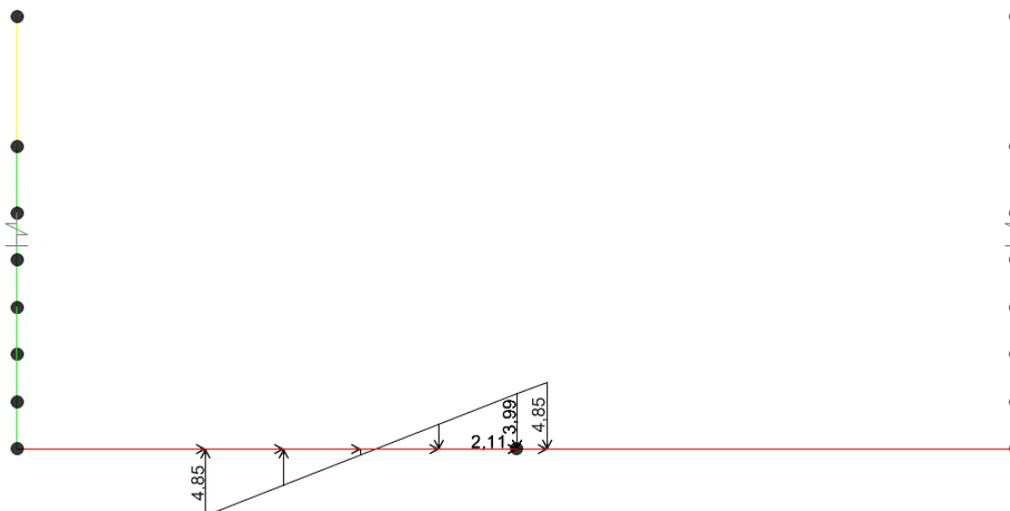


Figura 10-128 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 29.41 \text{ kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5.1 \text{ m} \times 1.95 \text{ m} \times 1.85 \text{ kN/m}^2 = 18.35 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.35 \text{ Nm/m} / 4.34 \text{ m}^3 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

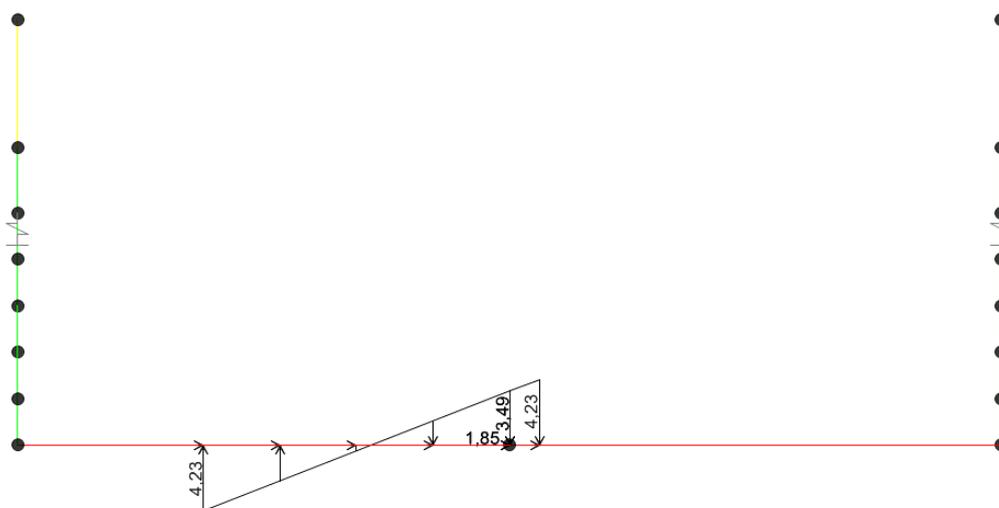


Figura 10-129 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.5.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato, massetto e marciapiede è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.



La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.31 \text{ kN/m}^2 \times 8\text{m} + 22.69 \text{ kN/m}^2 \times 3.02\text{m} \times 2 = 355.50 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 355.50 \text{ kN/m} \times 0.314 = 111.53 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 111.53 \text{ kN/m} / (8\text{m} + 2 \times 3.02\text{m}) = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

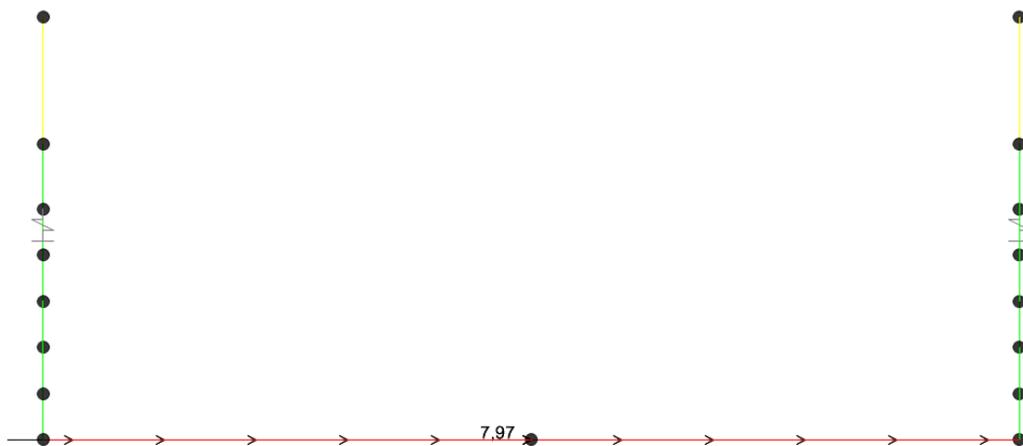


Figura 10-130 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 131 di 361

10.6 TR03 sez. A

10.6.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

Si è considerato anche il peso del terreno sulla scarpa della trincea, pari a 131.2 kN/m²



Figura 10-131 Load Case 1 PESO PROPRIO

10.6.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

peso ballast + armamento $H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

massetto pendenze $H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

sub ballast e supercompattato $H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Per il calcolo del peso del marciapiede si considera un'area di cls di circa 2.85 m² distribuita su una larghezza di 3m. Quindi l'altezza equivalente è di circa 95cm. Considerando un peso di 24 kN/m³ si ottiene un carico distribuito di 22.69 kN/m².

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 132 di 361

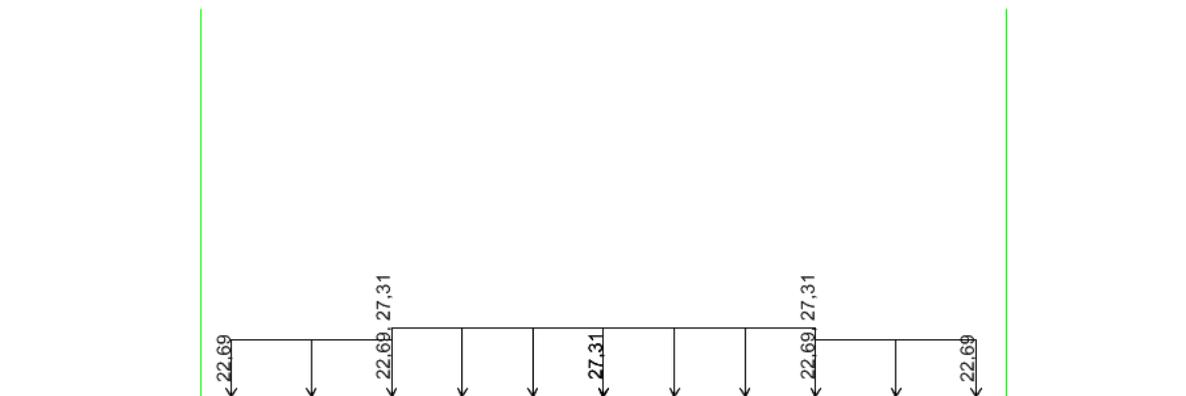


Figura 10-132 Load Case 2 PERMANENTI

Nella zona centrale (larga circa 8 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico del marciapiede.

10.6.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il rinterro a ridosso della trincea verrà realizzato tramite materiale le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³

γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	35 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0 (M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,426
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	29,26 °
$K_0 (M2) = 1 - \text{sen}\phi_{rid}$	0,511
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{rid}) / (1 + \text{sen}\phi_{rid})$	0,343

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra e con SPINTA DX la spinta del terreno sul piedritto di destra

Nella tabella, la quota z è presa a partire dal piano campagna.

	z terreno	ϕ	γ_{dry}	γ	$K_0 (M1)$	$K_0 (M2)$	K_a	σ_v	$\sigma_{h0} (M1)$	$\sigma_{h0} (M2)$	σ_{ha}	σ_{HWATER}	σ_v scarpa
	[m]	[°]	[kN/m ³]	[kN/m ³]				[kN/m ²]					
quota falda	1,860	35	20	10	0,426	0,511	0,343	37,20	15,86	19,02	12,78	0,00	
estradosso fondazione	6,560	35	20	10	0,426	0,511	0,343						131,20
linea media fondazione	7,160	35	20	10	0,426	0,511	0,343	90,20	38,46	46,12	30,98	53,00	
base fondazione	7,760							96,20				59,00	

Lo sforzo verticale σ_v è calcolato mediante il peso del terreno secco fino alla quota z della falda e con il peso γ' sotto la falda.

σ_v	
[kN/m ²]	
quota falda	20 kN/mc * 1,86 m = 37,2 kN/mq
linea media fondazione	37,2 kN/mq + 10 kN/mc * (7,16 - 1,86) m = 90,2 kN/mq

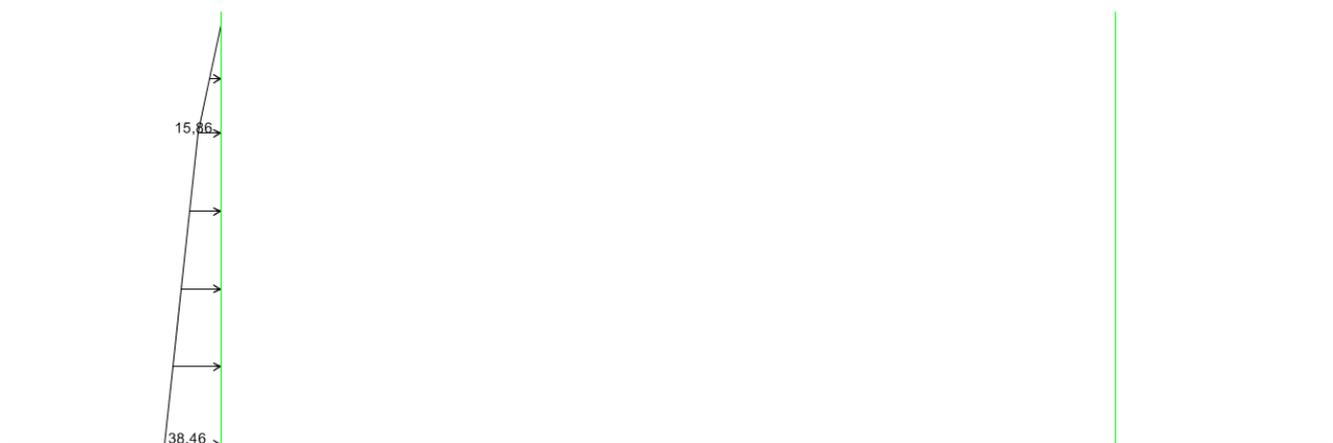


Figura 10-133 Load Case 3 SPINTA SX



Figura 10-134 Load case 4 SPINTA DX

10.6.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 5.90m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 59 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 53 kN/m².

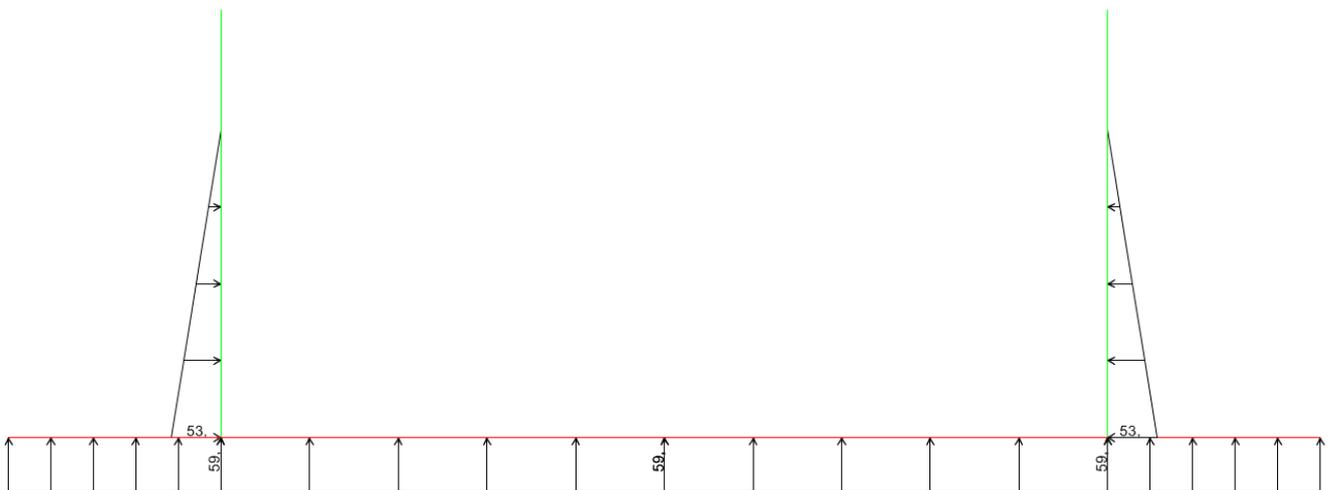


Figura 10-135 Load Case 4.5 FALDA

10.6.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
135 di
361

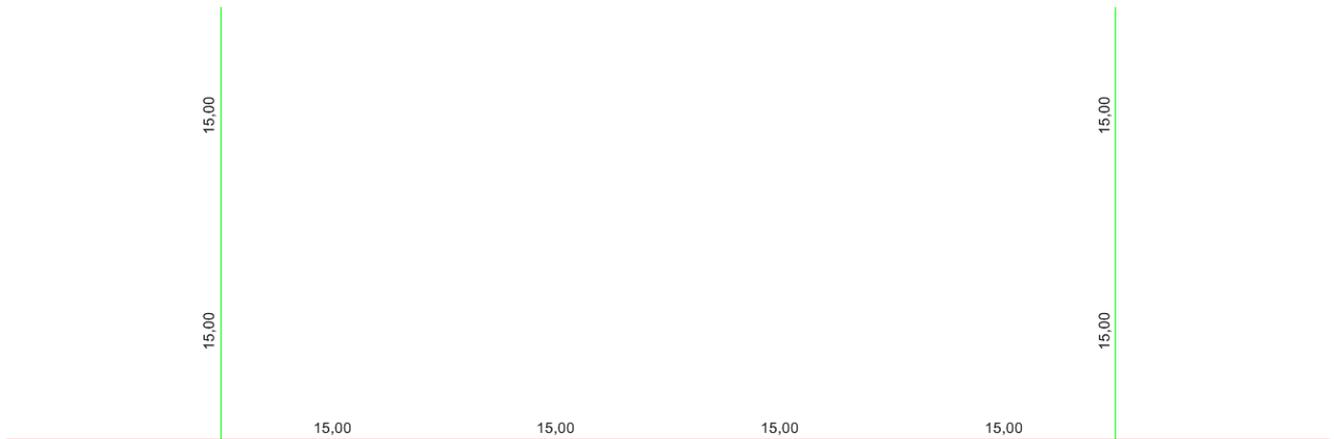


Figura 10-136 Load Case 5 DT+



Figura 10-137 Load case 5 DT-



Figura 10-138 Load case 6 GRAD+

10.6.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 136 di 361

e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1200
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2400
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,921
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2746
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3326
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,24

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for $E_{long term}$ calculation			
α_1	0,892		
α_2	0,968		
α_3	0,922		
α	1,000		
t_0 (modified)	6,189		
φ_{RH}	1,161		
$\beta(t_0)$	0,649		
$\beta(f_{cm})$	2,617		
	1500		
	1383		
β_H	1383		
φ_0	1,974		
$\beta_c(t, t_0)$	0,993		
$\varphi(t, t_0)$	1,959		
$E_{cm}(t, t_0)$	11,369		

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D Foglio 137 di 361



Figura 10-139 Load Case 9 RITIRO

10.6.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60m$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 1.20m/2 = 5.20m > 4.20 \text{ m}$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04m$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

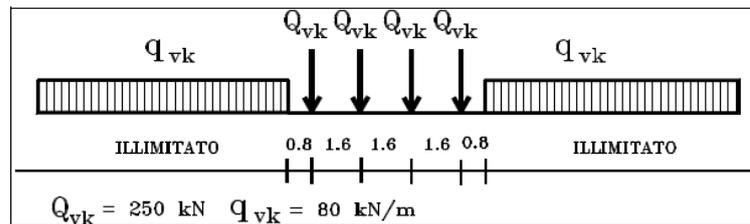


Figura 10-140 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.6\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6 + 2 \times 1.20\text{m}/2 = 2.85\text{m} > 1.60\text{ m}$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.85 + 3 \times 1.60 = 7.65\text{ m}$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.6m × 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 15 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{equi} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25\text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{equi} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25\text{kN/m} / 5.10\text{m} \times 1.339 = 44.26\text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80\text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 22.66\text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

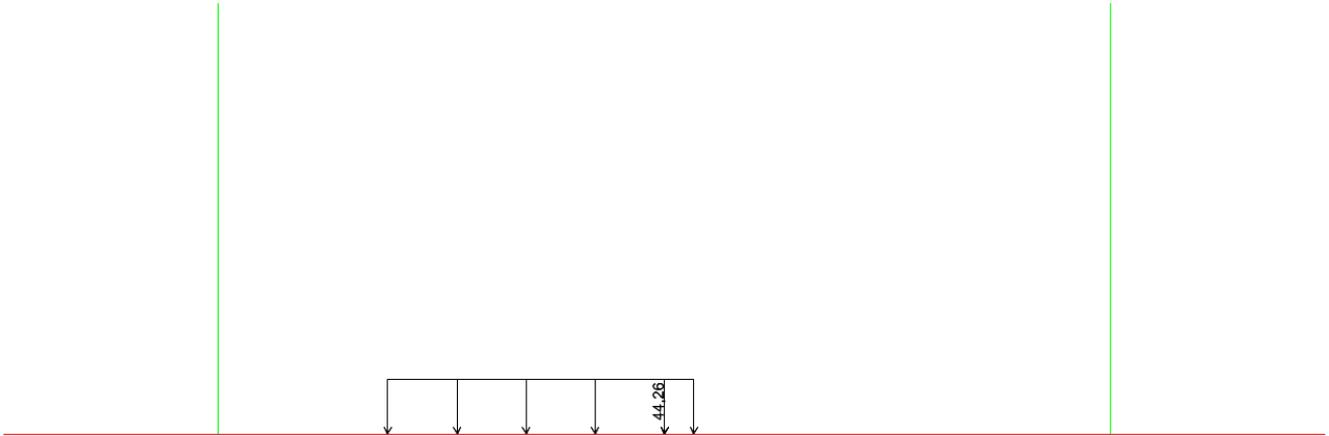


Figura 10-141 Load Case 10a LM71 SX

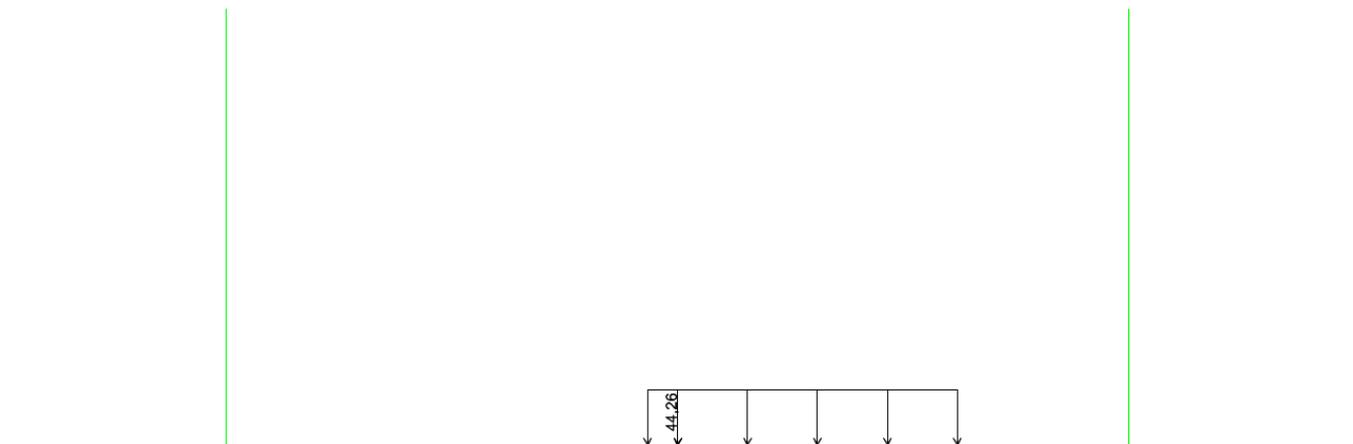


Figura 10-142 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.20\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.51 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 12.46/4.51 \times 1,1 \times 1,339 = 4.07 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

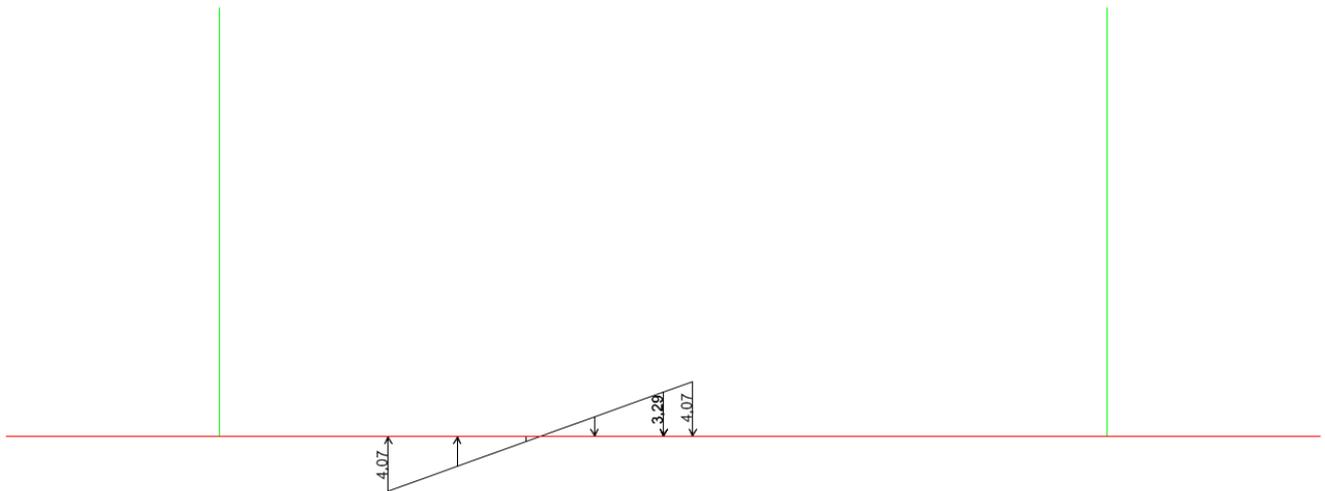


Figura 10-143 Load Case 10a LM71 SX ecc

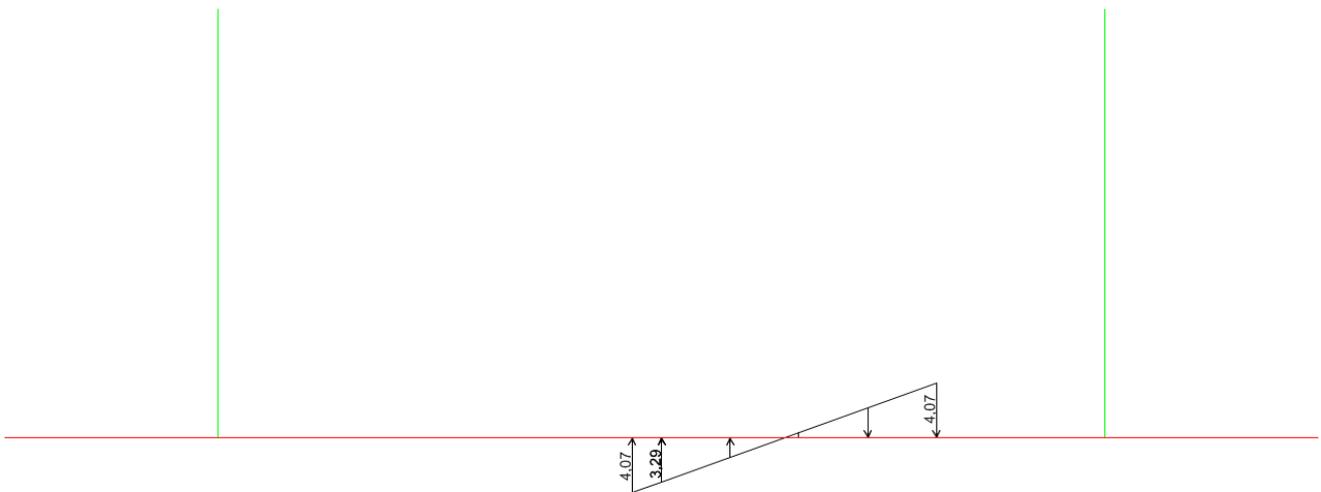
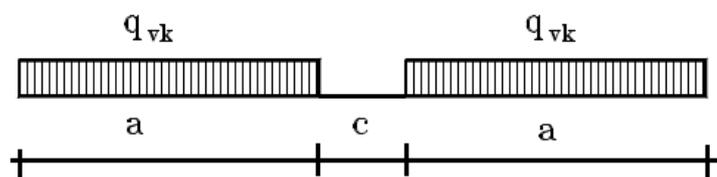


Figura 10-144 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D Foglio 141 di 361

Figura 10-145 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 16 Caratteristiche Treni di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.20\text{m} \times 1.339 = 38.62 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

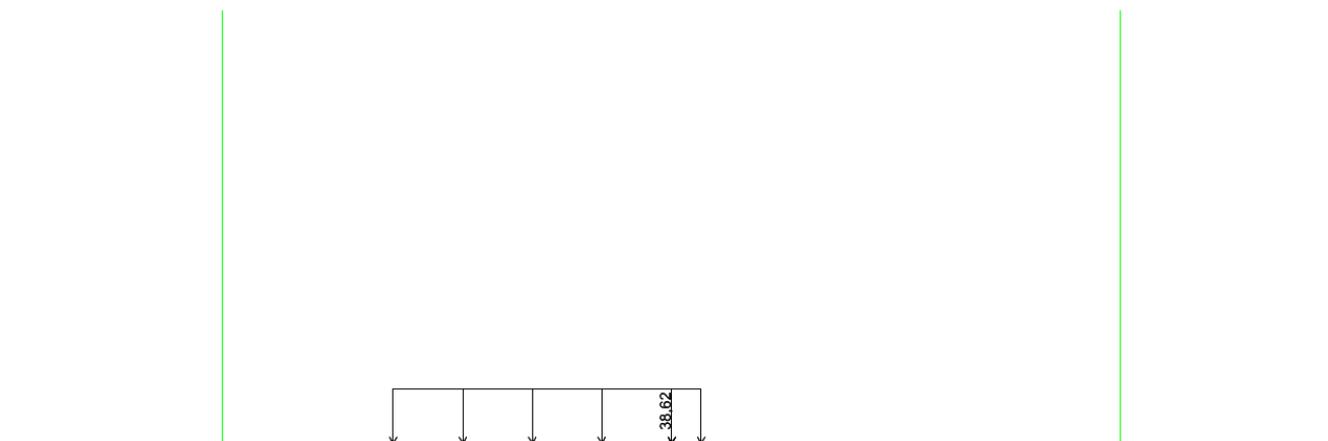


Figura 10-146 Load Case 11a SW/2 SX



Figura 10-147 Load Case 11b SW/2 DX

10.6.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.20 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.42 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.20 \text{ m} / 2 = 2.0 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 2.00 \text{ m} = \pm 220 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.20 \text{ m}$$

$$b = 2.85 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 12.84 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.13 \text{ kN/m}^2$$

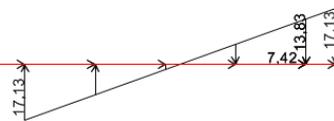


Figura 10-148 Load Case 12a SERPEGGIO SX

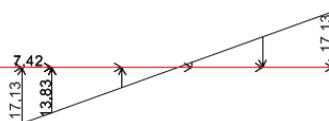


Figura 10-149 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.6.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m², senza considerare effetti dinamici. Questo carico non viene considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari.



Figura 10-150 Load Case 13 MARCIAPIEDE

10.6.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.426 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.



Figura 10-151 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.6.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.6m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.8m.

Lunghezza di ripartizione: $3.8 \text{ m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.6 \text{ m}$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D Foglio 145 di 361

$$F_t = 1500\text{kN}/7.6\text{m} = \mathbf{197.32 \text{ kN/m}}$$



Figura 10-152 Load Case 15 URTO

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

10.6.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 7.16m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20\text{kN/m}^3 \times (7.16\text{m})^2 = 321.66 \text{ kN/m.}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 44.92 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 51.41 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 5.30m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$



Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]
0	0,00	1,22
0,53	4,60	2,94
1,06	6,51	3,84
1,59	7,97	4,55
2,12	9,20	5,16
2,65	10,29	5,71
3,18	11,27	6,21
3,71	12,17	6,67
4,24	13,01	7,11
4,77	13,80	7,51
5,3	14,55	
TOT		50,93

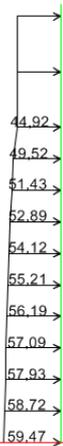


Figura 10-153 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.



Figura 10-154 Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 33.05 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.07 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.20\text{m}/2 = 2.0 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.2\text{m} \times 2.0\text{m} \times 2.07\text{kN/m}^2 = 21.57 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.2\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.51 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.57\text{kNm/m}/4.51\text{m}^3 = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

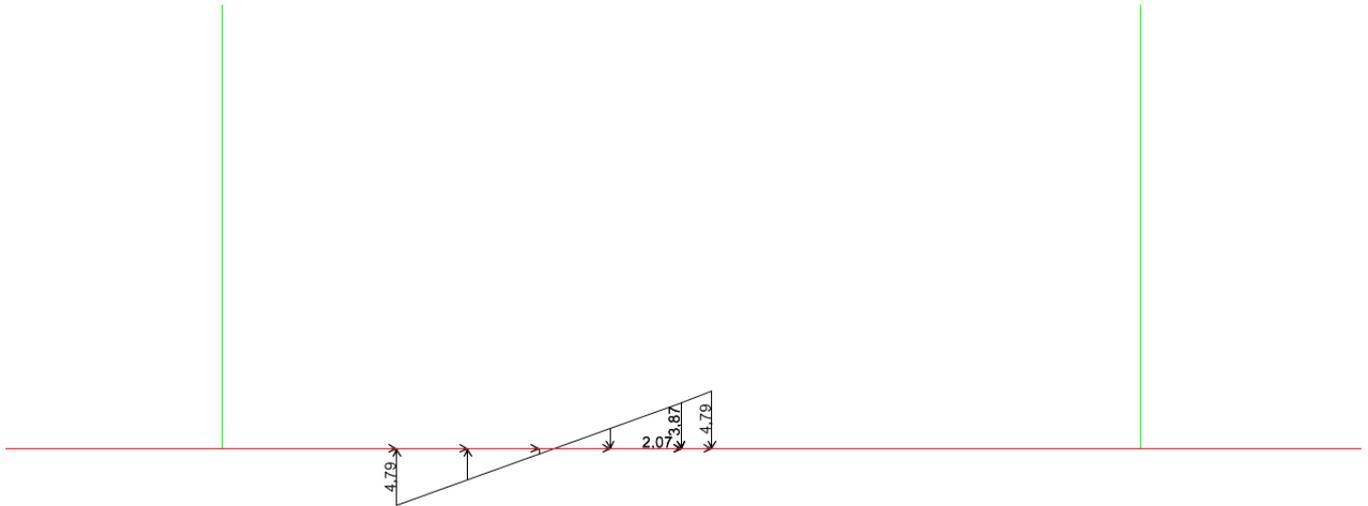


Figura 10-155 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 29.41 \text{ kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.81 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5.2 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 1.81 \text{ kN/m}^2 = 18.82 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.82 \text{ Nm/m} / 4.51 \text{ m}^3 = 4.18 \text{ kN/m}^2$$

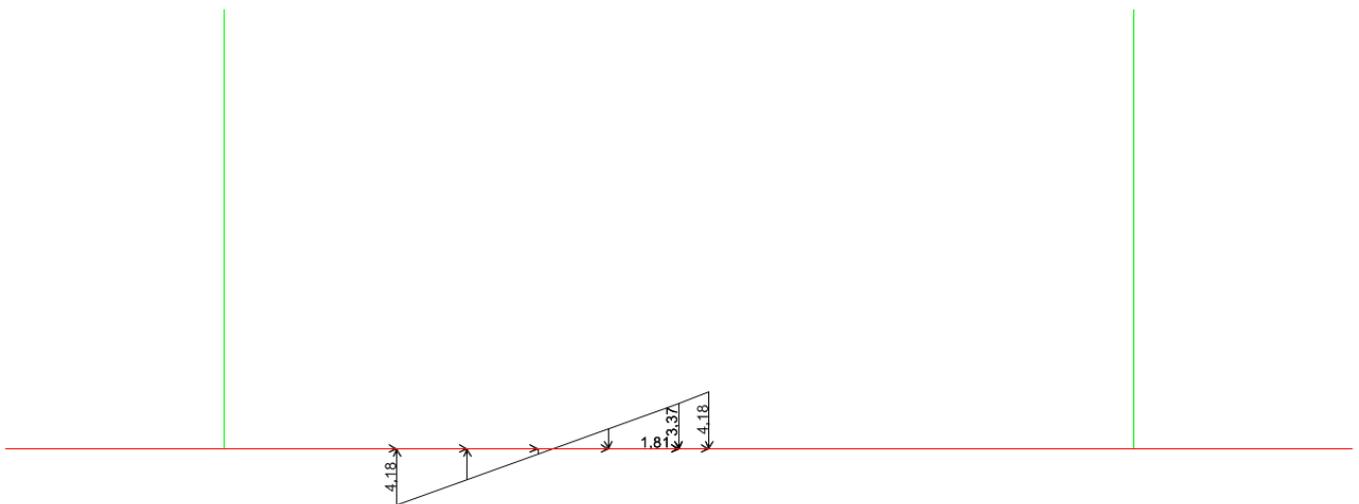


Figura 10-156 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.6.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato, massetto e marciapiede è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
149 di
361

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.31 \text{ kN/m}^2 \times 8\text{m} + 22.69 \text{ kN/m}^2 \times 3.02\text{m} \times 2 = 355.50 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 355.50 \text{ kN/m} \times 0.314 = 111.53 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 111.53 \text{ kN/m} / (8\text{m} + 2 \times 3.02\text{m}) = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

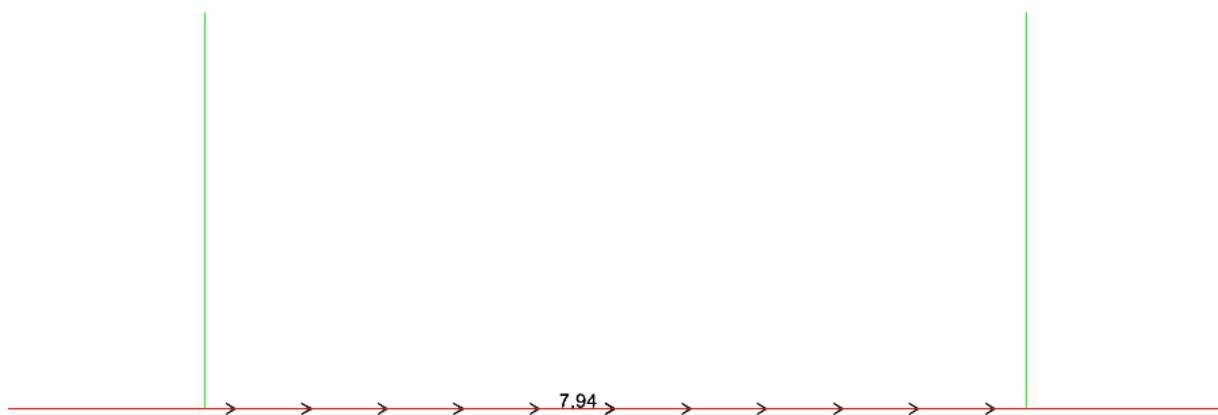


Figura 10-157 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

10.7 TR03 sez. B (sezione simmetrica tra diaframmi)

10.7.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

10.7.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

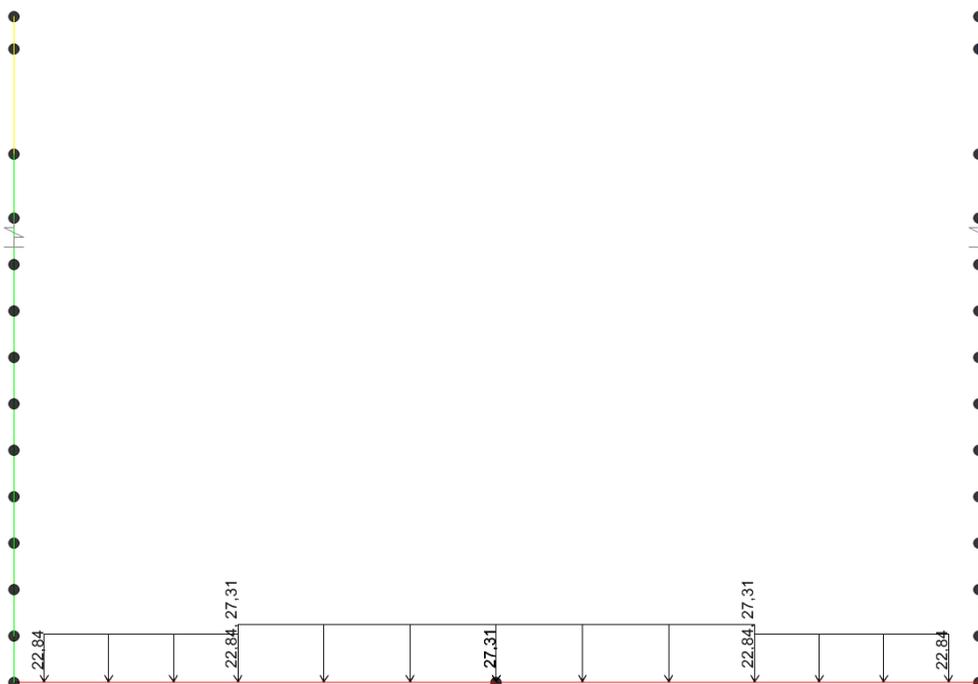
$$\text{peso ballast + armamento} \quad H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{massetto pendenze} \quad H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{sub ballast e supercompattato} \quad H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Per il calcolo del peso del marciapiede si considera un'area di cls di circa 2.85 m² distribuita su una larghezza di 3m. Quindi l'altezza equivalente è di circa 95cm. Considerando un peso di 24 kN/m³ si ottiene un carico distribuito di 22.69 kN/m².

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 151 di 361

Figura 10-158 Load Case 2 PERMANENTI

Nella zona centrale (larga circa 8 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico del marciapiede.

10.7.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il terreno a ridosso della trincea è costituito dall'unità 6, le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	40 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0 (M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,357
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	33,87 °
$K_0 (M2) = 1 - \text{sen}\phi_{rid}$	0,443
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{rid}) / (1 + \text{sen}\phi_{rid})$	0,284

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra e con SPINTA DX la spinta del terreno sul piedritto di destra.



Si è considerata solo la spinta relativa al rinterro sopra la quota della sommità della trave di coronamento dei diaframmi, dal momento che la spinta del terreno compreso tra l'intradosso fondazione e la trave di coronamento è interamente assorbito dai diaframmi.

Il piano campagna è a una quota di 10.44m dall'intradosso della fondazione, la sommità della trave di coronamento a 7.8m.

Quindi la spinta di terreno agente alla quota della trave di coronamento è:

$$20 \text{ kN/m}^3 \times (10.44\text{m} - 7.8\text{m}) \times 0.357 = 18.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito attraverso il coefficiente di ripartizione $r = 0.436$:

$$18.85 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 8.22 \text{ kN/m}^2$$

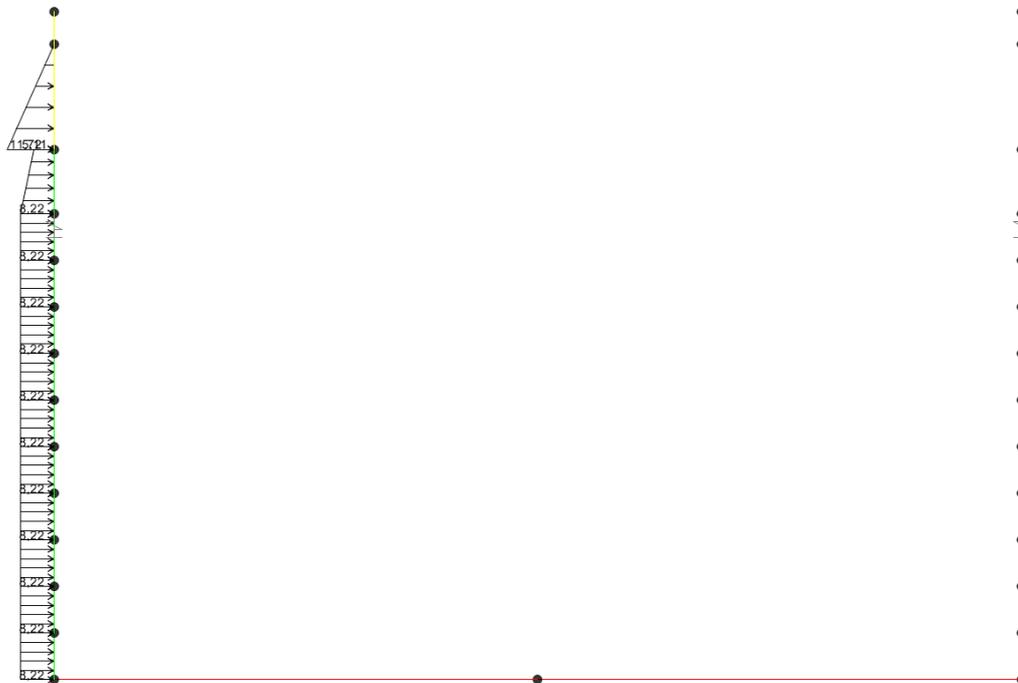


Figura 10-159 Load Case 3 SPINTA SX

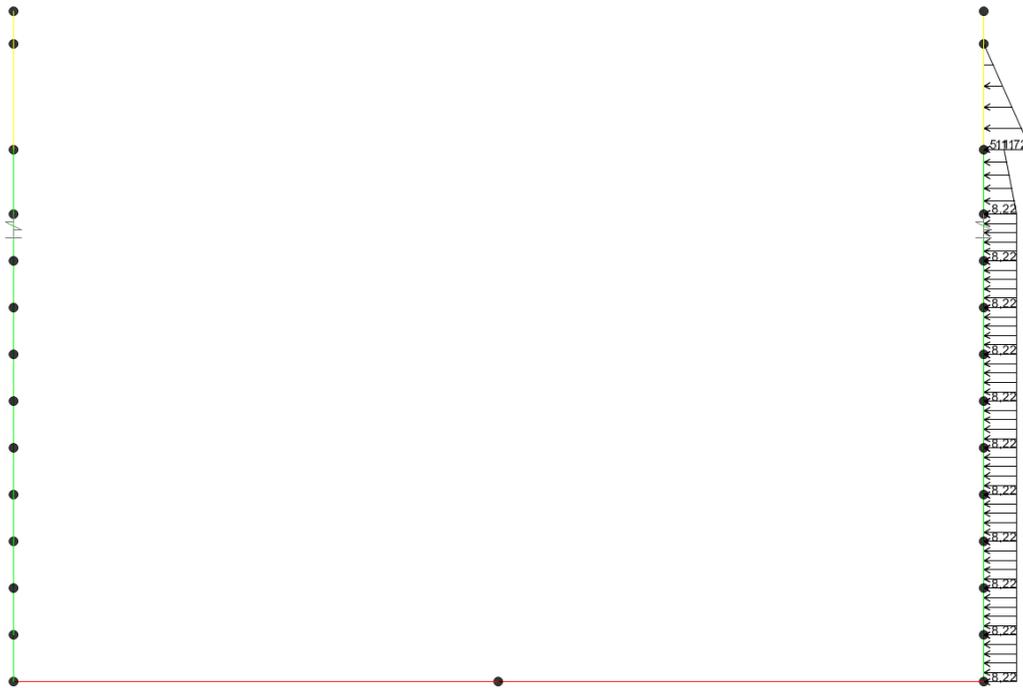


Figura 10-160 Load case 4 SPINTA DX

10.7.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 7.6m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 76 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 70.5 kN/m².

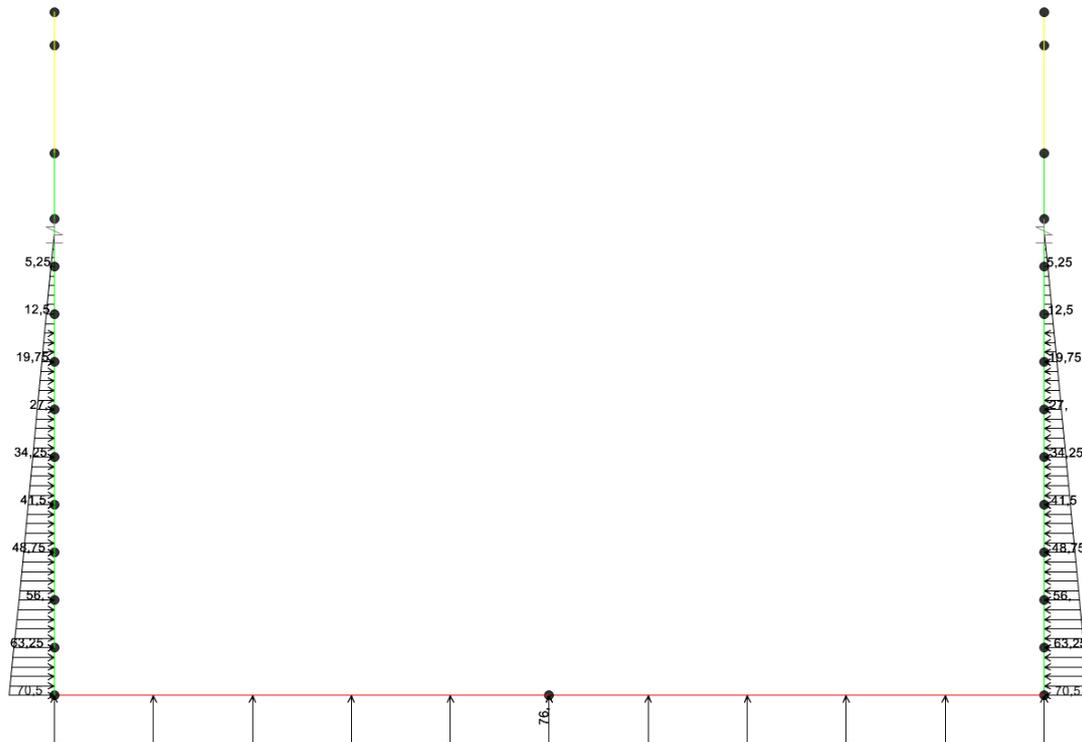


Figura 10-161 Load Case 4.5 FALDA

10.7.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^{\circ}\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.

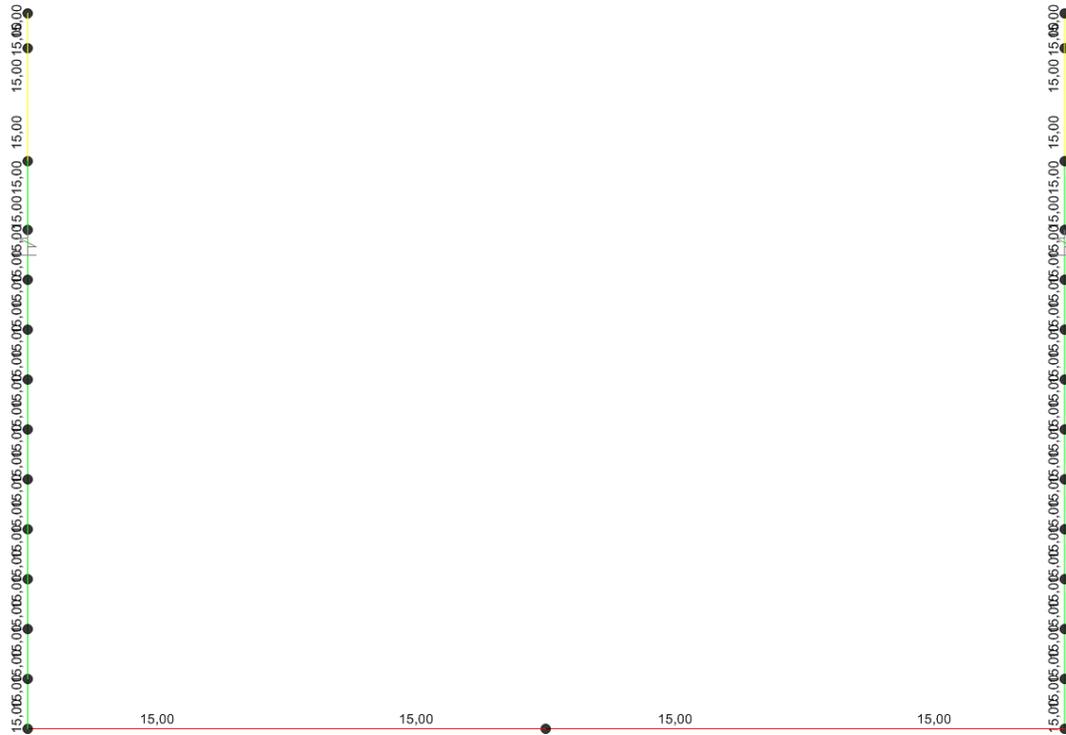


Figura 10-162 Load Case 5 DT+



Figura 10-163 Load case 5 DT-

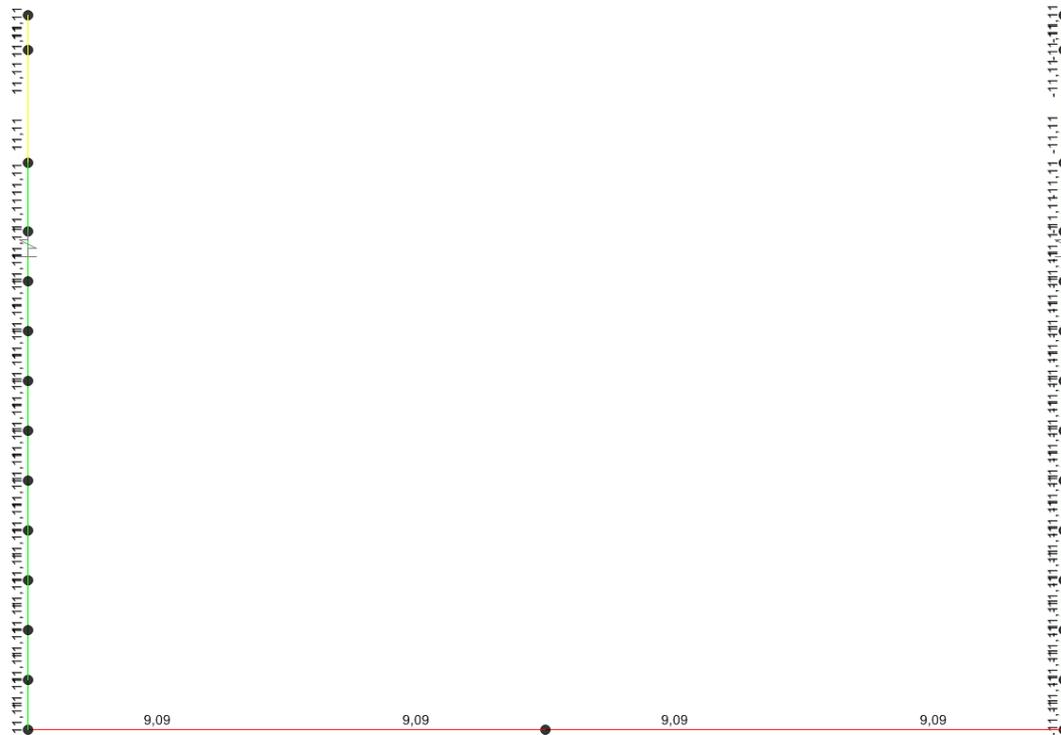


Figura 10-164 Load case 6 GRAD+

10.7.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell’EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L’analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1100
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2200
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for $E_{long term}$ calculation			
α_1	0,892		



coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11	α_2	0,968
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10	α_3	0,922
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2	α	1,000
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2	t_0 (modified)	6,189
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896	φ_{RH}	1,166
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04	$\beta(t_0)$	0,649
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,930	$\beta(f_{cm})$	2,617
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7		1500
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2773		1383
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000	β_H	1383
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05	φ_0	1,982
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580	$\beta_c(t, t_0)$	0,993
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3353	$\varphi(t, t_0)$	1,967
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,30	$E_{cm}(t, t_0)$	11,339

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.



Figura 10-165 Load Case 9 RITIRO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 158 di 361

10.7.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60m$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 1.10m/2 = 5.10m > 4.20m$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04m$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

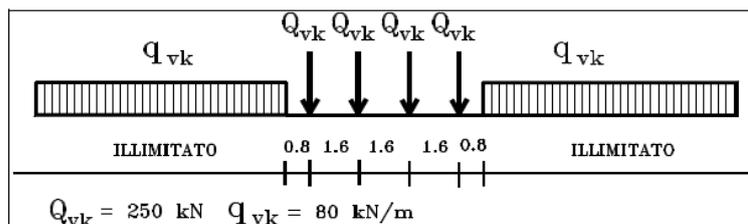


Figura 10-166 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 1.10m/2 = 2.75m > 1.60m$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.75 + 3 \times 1.60 = 7.55$ m.

Poiché L_i è $>$ di 6.40 m ($= 1.6m \times 4$) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell’infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 17 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25 \text{ kN/m} / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 45.12 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 23.10 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

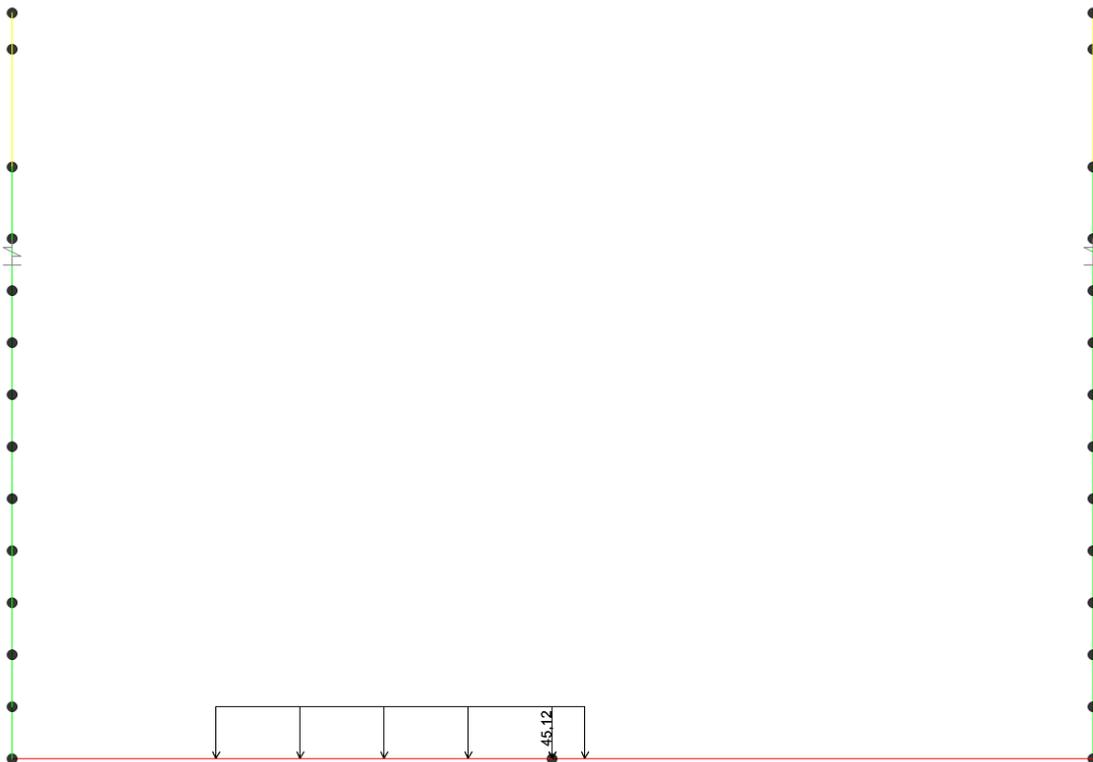


Figura 10-167 Load Case 10a LM71 SX

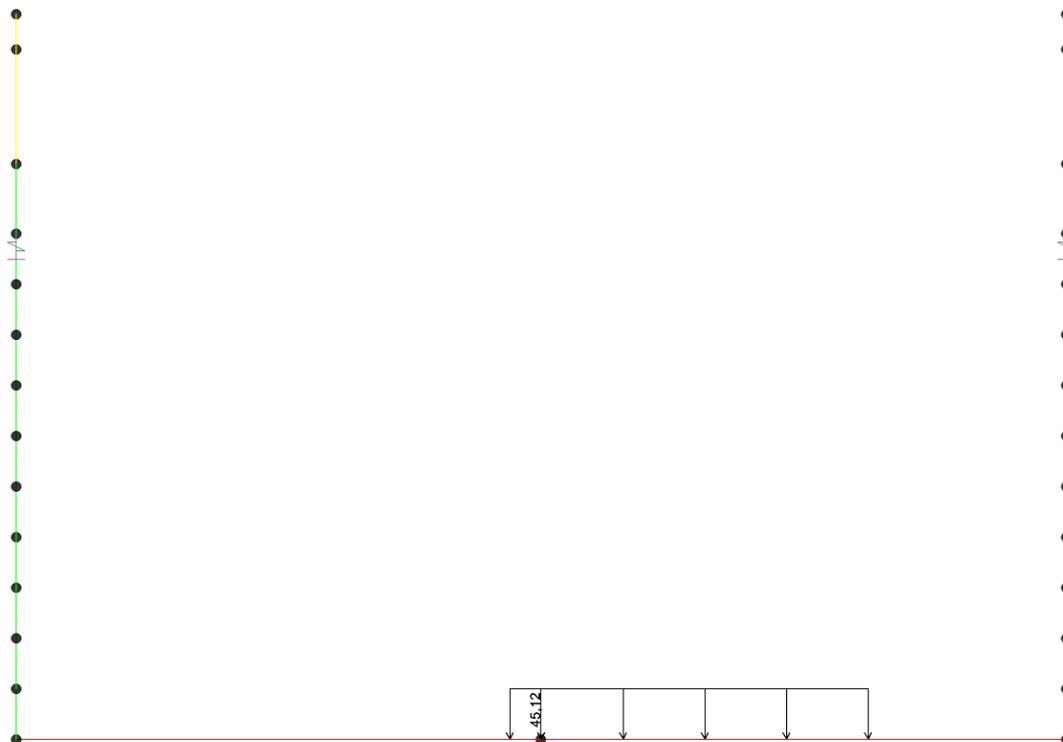


Figura 10-168 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 12.46/4.34 \times 1,1 \times 1,339 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

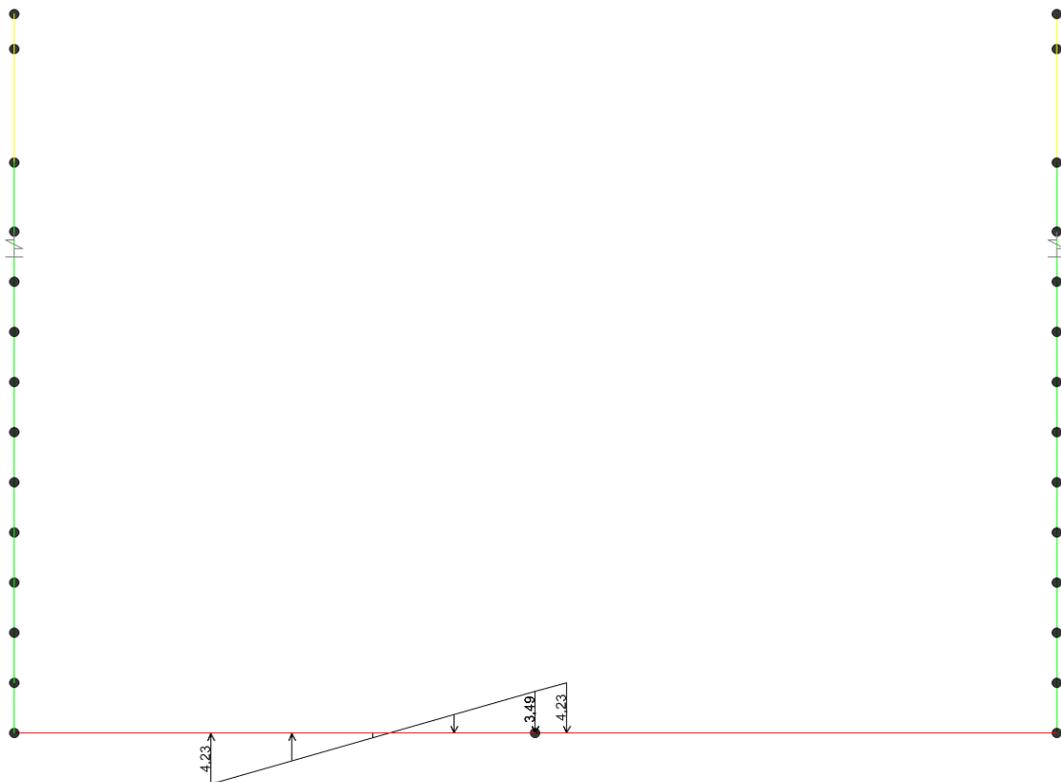


Figura 10-169 Load Case 10a LM71 SX ecc

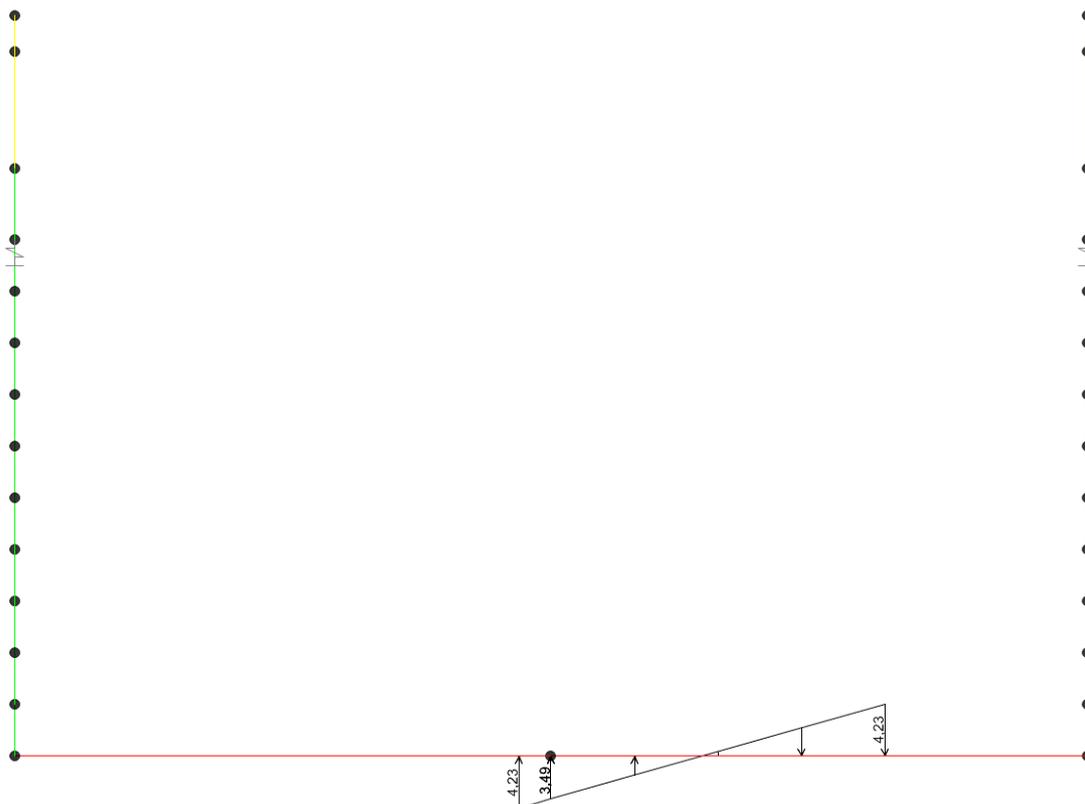


Figura 10-170 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

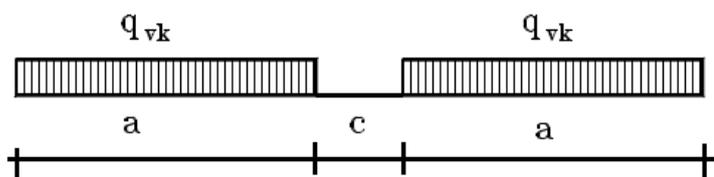


Figura 10-171 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 18 Caratteristiche Treno di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 39.38 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

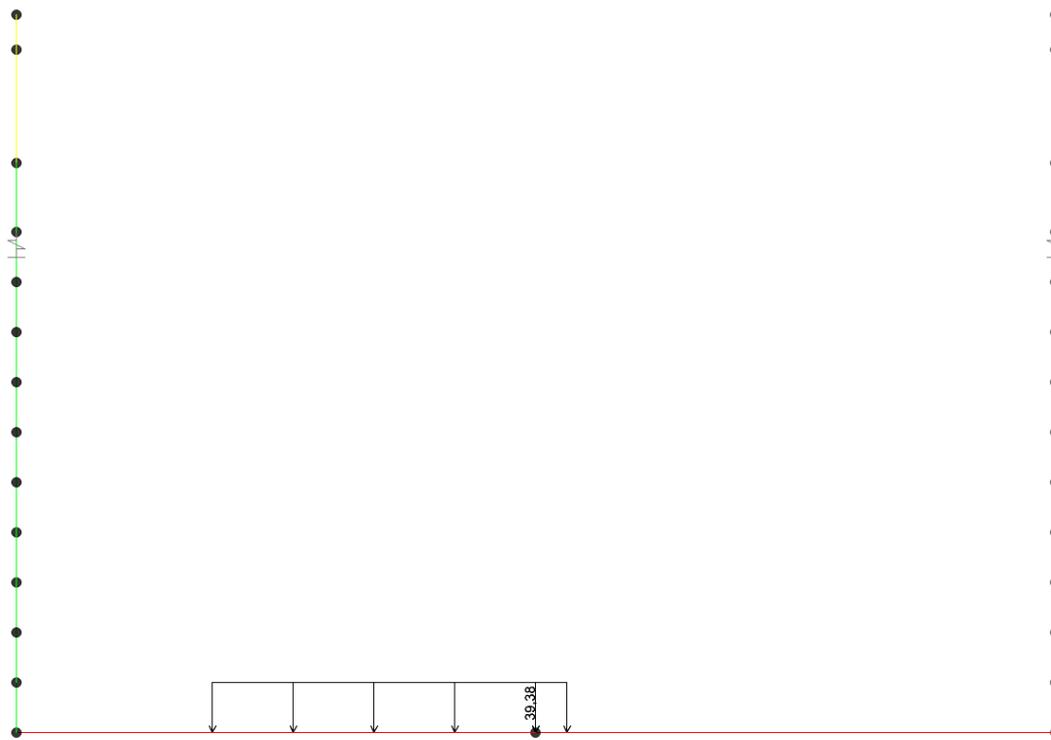


Figura 10-172 Load Case 11a SW/2 SX

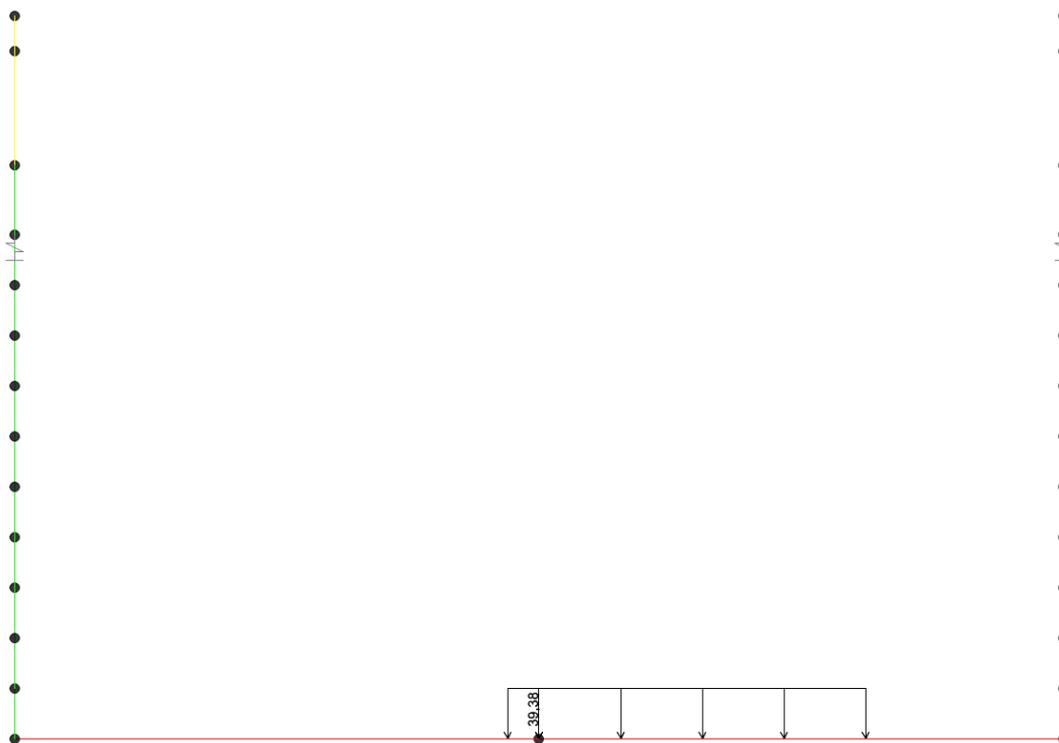


Figura 10-173 Load Case 11b SW/2 DX



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 164 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

10.7.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.10 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.84 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.10 \text{ m} / 2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.95 \text{ m} = \pm 214.5 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.10 \text{ m}$$

$$b = 2.75 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.92 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.99 \text{ kN/m}^2$$

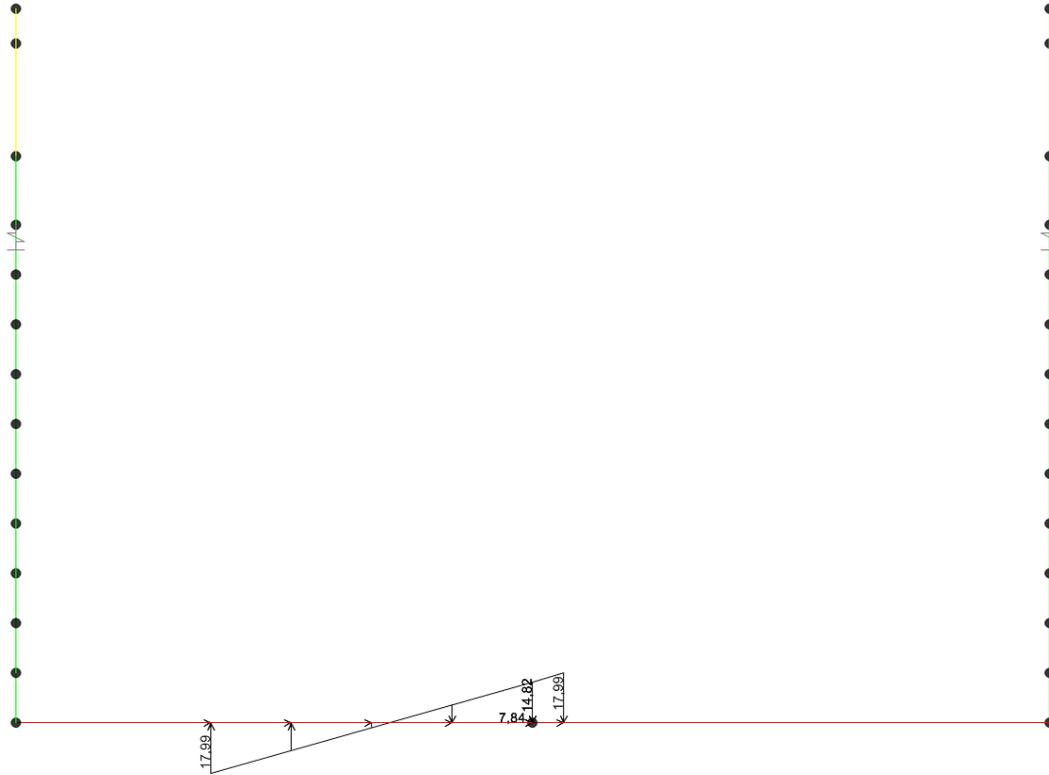


Figura 10-174 Load Case 12a SERPEGGIO SX

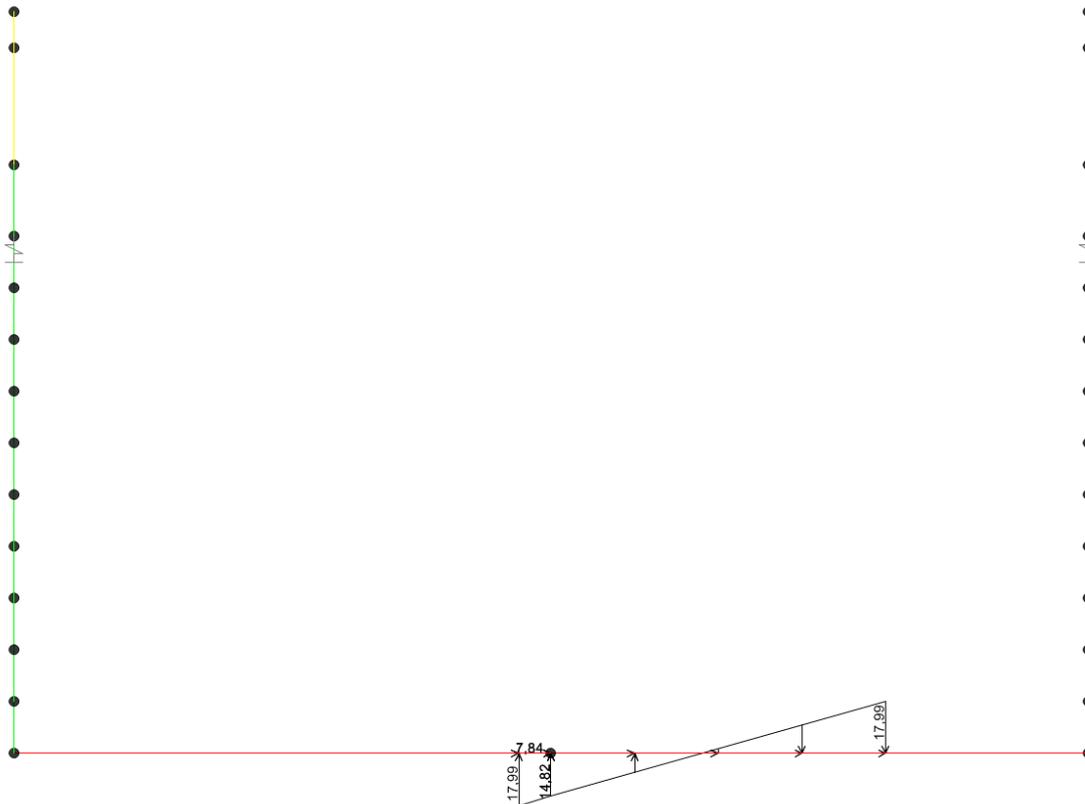


Figura 10-175 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.7.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m^2 , senza considerare effetti dinamici. Questo carico non viene considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
167 di
361

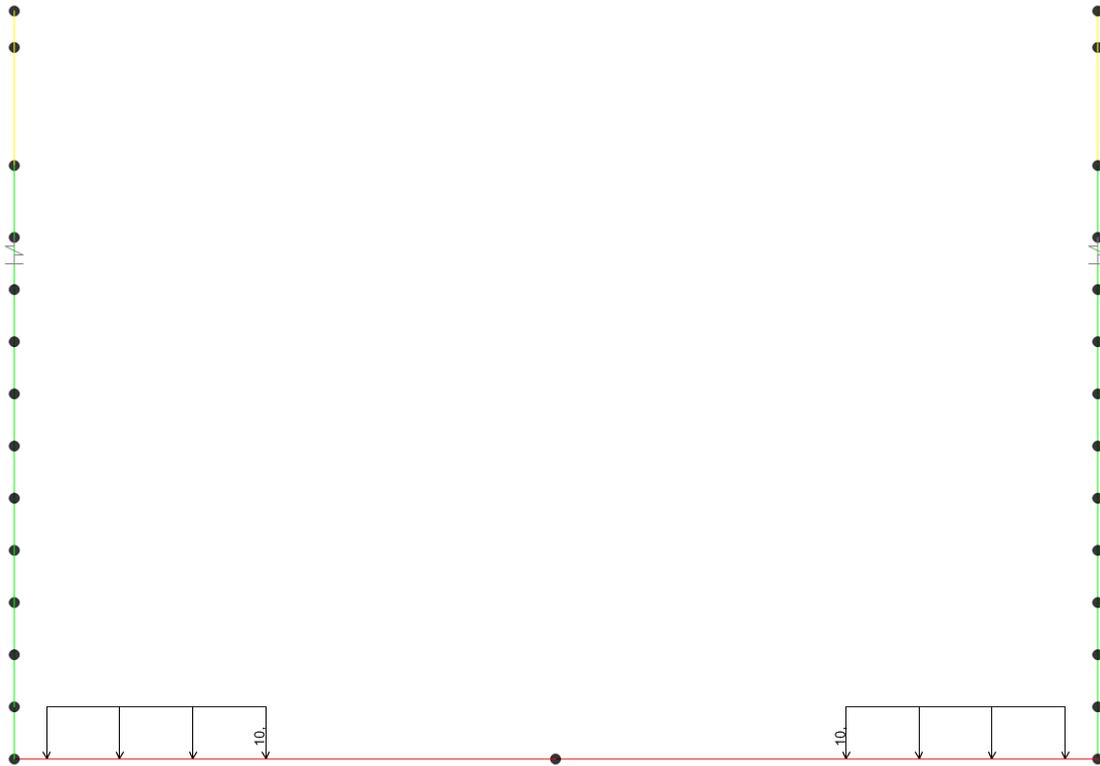


Figura 10-176 Load Case 13 MARCIAPIEDE

10.7.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.357 = 7.14 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$p_1 = 7.14 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$



Figura 10-177 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.7.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.5m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.75m.

Lunghezza di ripartizione: $3.75 \text{ m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.5 \text{ m}$

$$F_t = 1500 \text{ kN} / 7.5 \text{ m} = \mathbf{200 \text{ kN/m}}$$

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 169 di 361

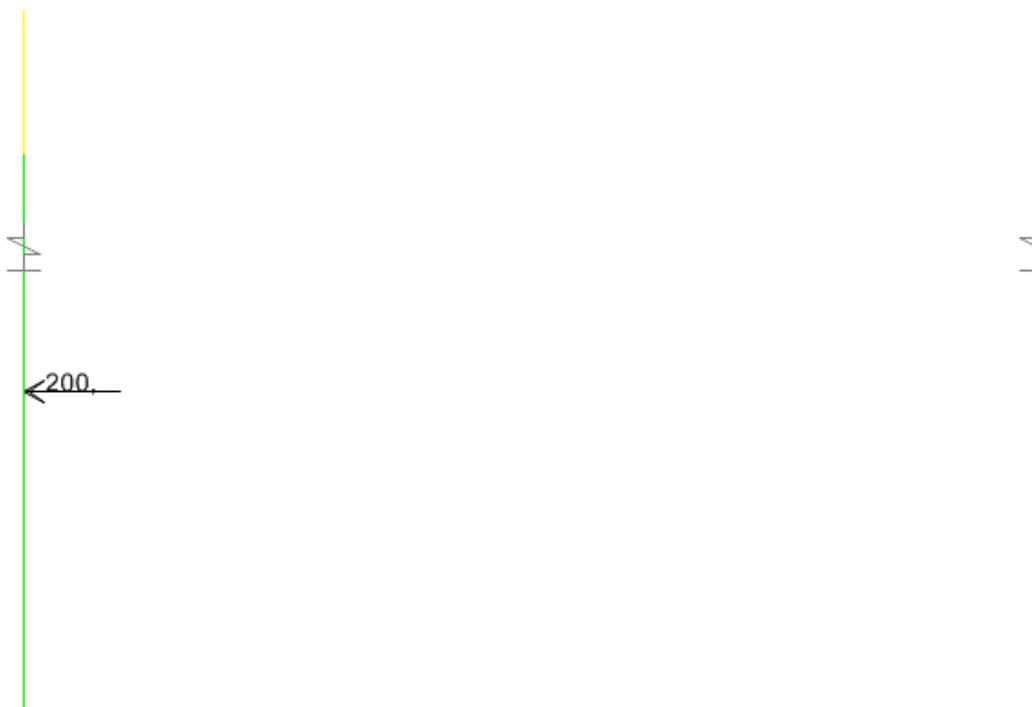


Figura 10-178 Load Case 15 URTO

10.7.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 9.89m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (9.89 \text{ m})^2 = 613.71 \text{ kN/m}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 62.05 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = 62.05 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 27.4 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 90.96 \text{ kN}$$



Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 7.05m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]	
0	0,00	2,16	
0,705	6,12	5,21	
1,41	8,65	6,79	
2,115	10,60	8,05	
2,82	12,24	9,14	
3,525	13,68	10,11	
4,23	14,99	10,99	
4,935	16,19	11,81	
5,64	17,31	12,57	
6,345	18,36	13,29	
7,05	19,35		
TOT		90,12	



Figura 10-179 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 171 di 361

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.



Figura 10-180Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 33.70 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.11 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.10\text{m}/2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 2.11\text{kN/m}^2 = 21.03 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.1\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.03\text{kNm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

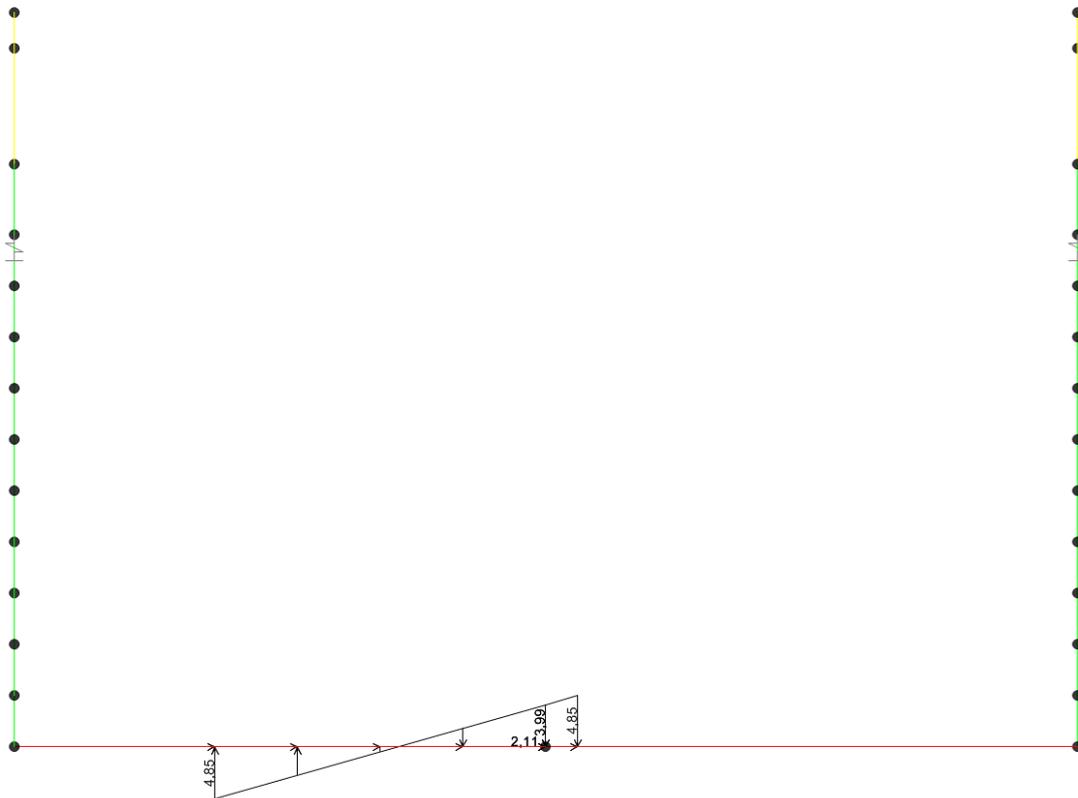


Figura 10-181 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 29.41\text{kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 1.85\text{kN/m}^2 = 18.35 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.35\text{Nm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

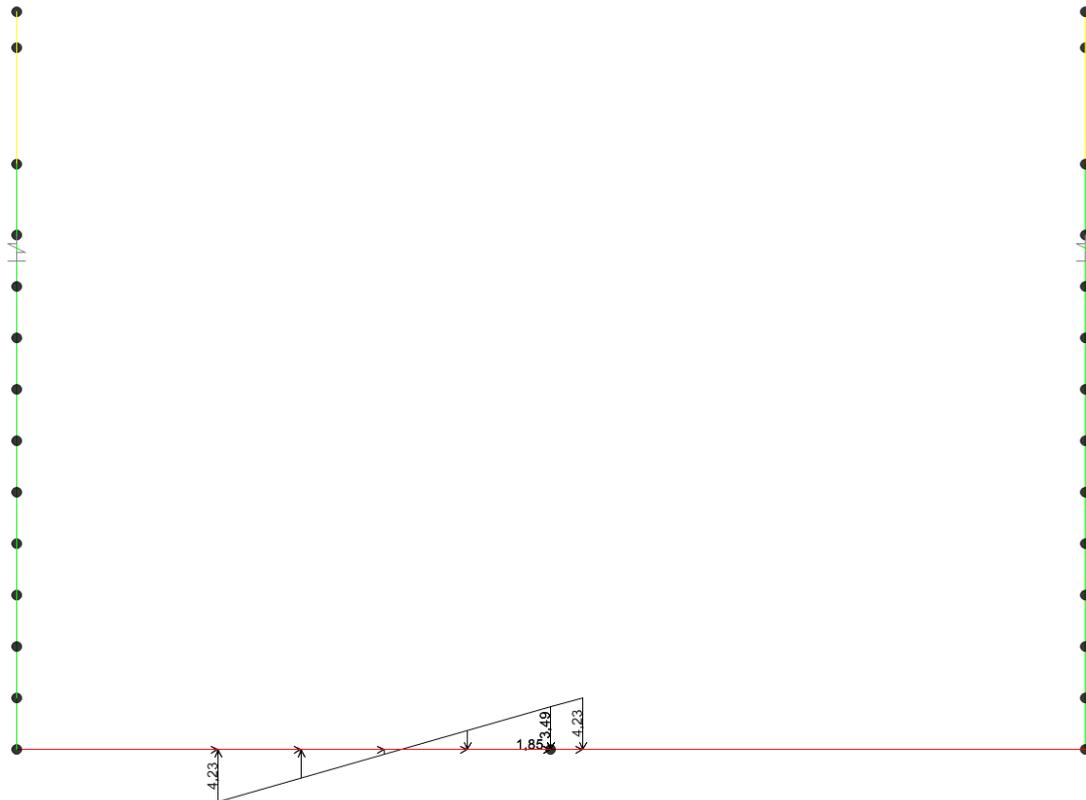


Figura 10-182 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.7.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato, massetto e marciapiede è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.31 \text{ kN/m}^2 \times 8\text{m} + 22.69 \text{ kN/m}^2 \times 3.02\text{m} \times 2 = 355.50 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 355.50 \text{ kN/m} \times 0.314 = 111.53 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 111.53 \text{ kN/m} / (8\text{m} + 2 \times 3.02\text{m}) = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
174 di
361

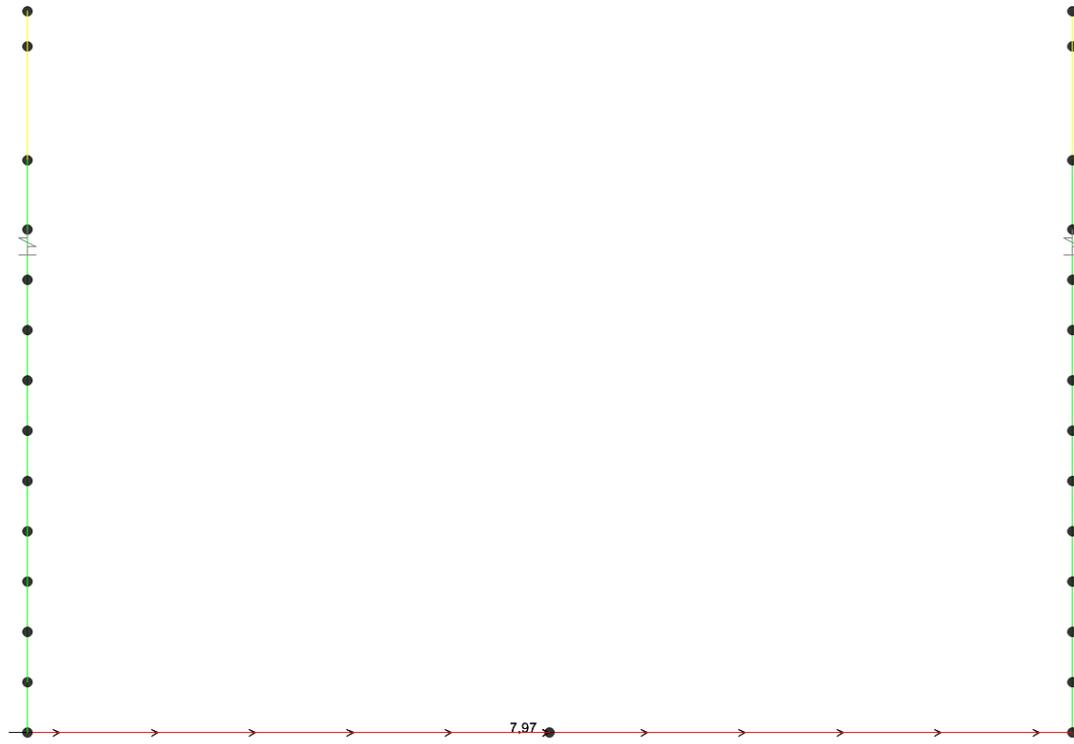


Figura 10-183 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI



10.8 TR03 sez. C (sezione non simmetrica tra diaframmi)

10.8.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

10.8.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

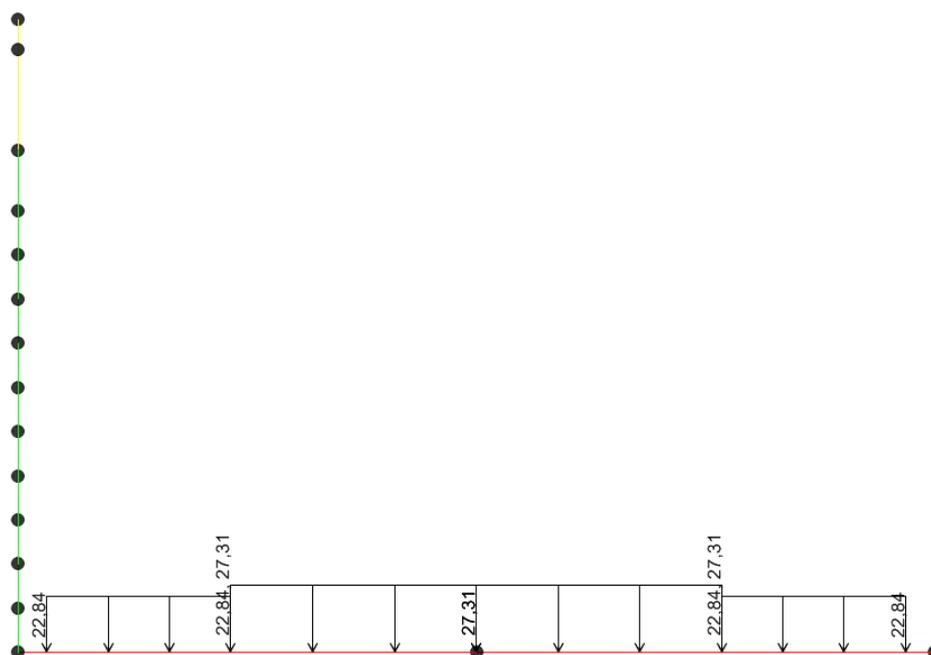
$$\text{peso ballast + armamento} \quad H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{massetto pendenze} \quad H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{sub ballast e supercompattato} \quad H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Per il calcolo del peso del marciapiede si considera un'area di cls di circa 2.85 m² distribuita su una larghezza di 3m. Quindi l'altezza equivalente è di circa 95cm. Considerando un peso di 24 kN/m³ si ottiene un carico distribuito di 22.69 kN/m².

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 176 di 361

Figura 10-184 Load Case 2 PERMANENTI

Nella zona centrale (larga circa 8 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico del marciapiede.

10.8.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il terreno a ridosso della trincea è costituito dall'unità 6, le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	40 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0 (M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,357
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi')/\gamma_{\phi'})$	33,87 °
$K_0 (M2) = 1 - \text{sen}\phi_{rid}$	0,443
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{rid}) / (1 + \text{sen}\phi_{rid})$	0,284

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra.

Si è considerata solo la spinta relativa al rinterro sopra la quota della sommità della trave di coronamento dei diaframmi, dal momento che la spinta del terreno compreso tra l'intradosso fondazione e la trave di coronamento è interamente assorbito dai diaframmi.

Il piano campagna è a una quota di 10.44m dall'intradosso della fondazione, la sommità della trave di coronamento a 7.8m.

Quindi la spinta di terreno agente alla quota della trave di coronamento è:

$$20 \text{ kN/m}^3 \times (10.44\text{m} - 7.8\text{m}) \times 0.357 = 18.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito attraverso il coefficiente di ripartizione $r = 0.436$:

$$18.85 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 8.22 \text{ kN/m}^2$$



Figura 10-185 Load Case 3 SPINTA SX

10.8.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 7.6m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 76 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 70.5 kN/m².

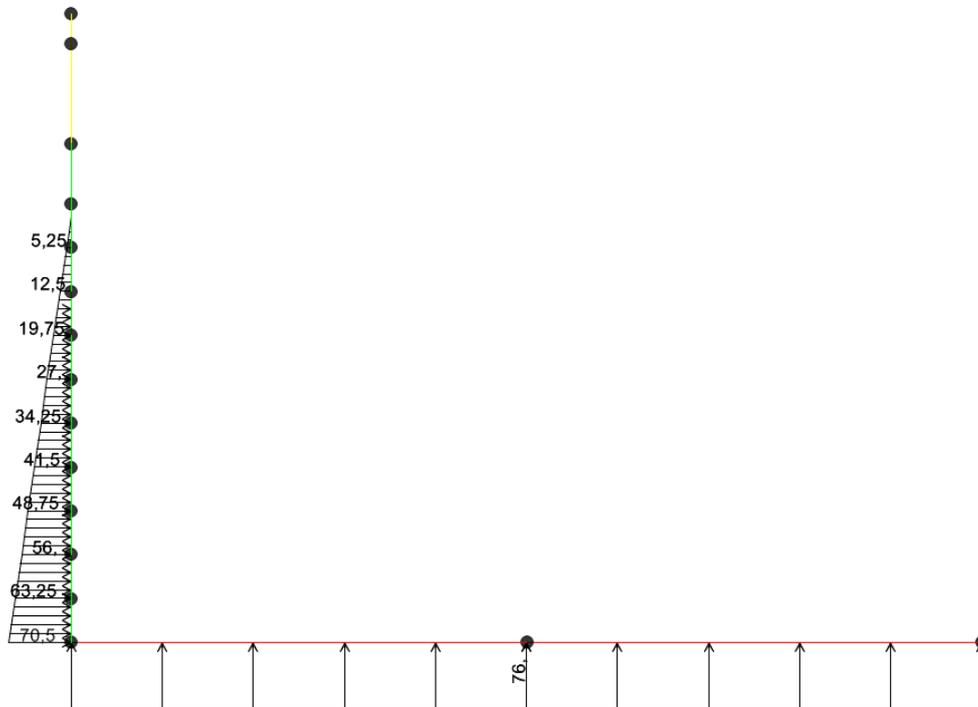


Figura 10-186 Load Case 4.5 FALDA

10.8.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 179 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

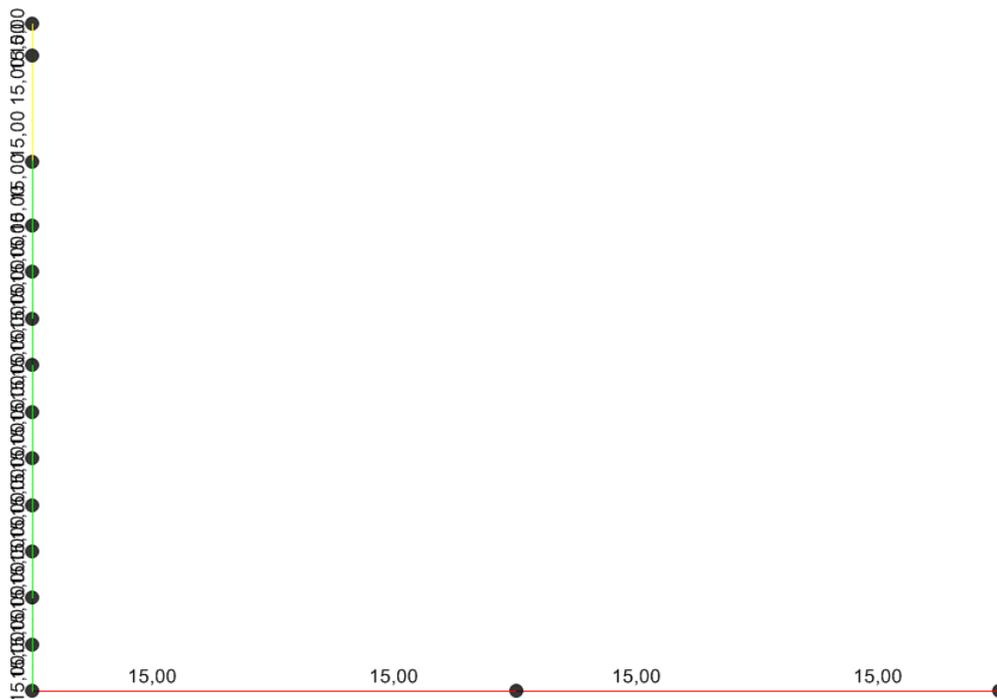


Figura 10-187 Load Case 5 DT+

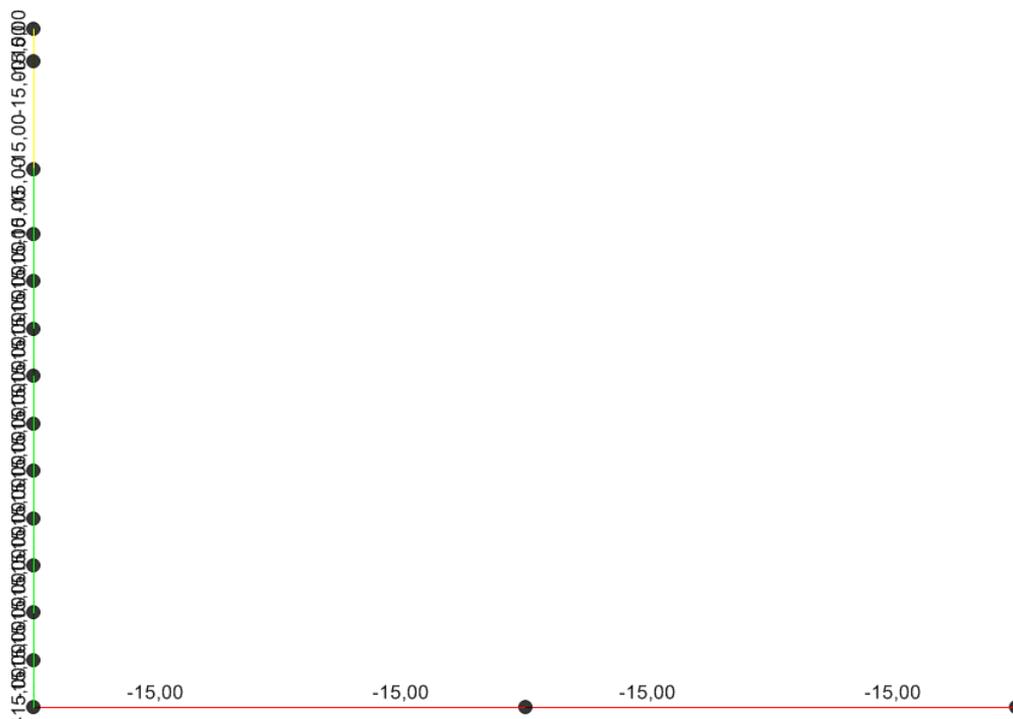


Figura 10-188 Load case 5 DT-

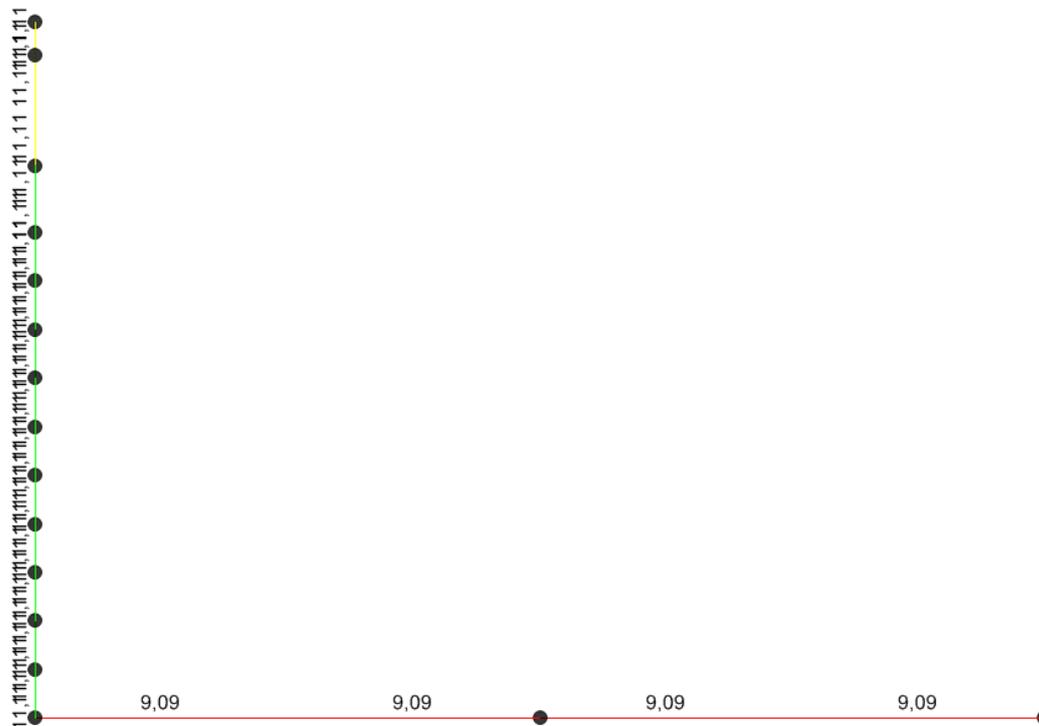


Figura 10-189 Load case 6 GRAD+

10.8.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1100
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2200
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for $E_{long term}$ calculation			
α_1	0,892		



coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11	α_2	0,968
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10	α_3	0,922
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2	α	1,000
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2	t_0 (modified)	6,189
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896	φ_{RH}	1,166
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04	$\beta(t_0)$	0,649
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,930	$\beta(f_{cm})$	2,617
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7		1500
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2773		1383
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000	β_H	1383
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05	φ_0	1,982
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580	$\beta_c(t, t_0)$	0,993
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3353	$\varphi(t, t_0)$	1,967
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,30	$E_{cm}(t, t_0)$	11,339

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

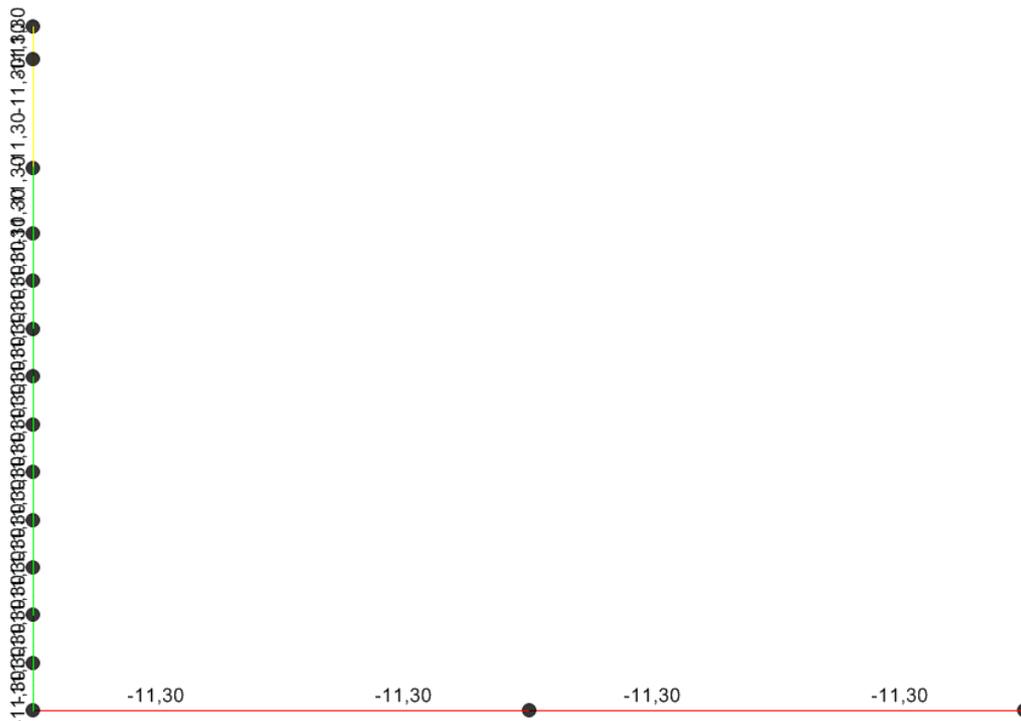


Figura 10-190 Load Case 9 RITIRO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 182 di 361

10.8.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60m$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 1.10m/2 = 5.10m > 4.20m$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04m$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

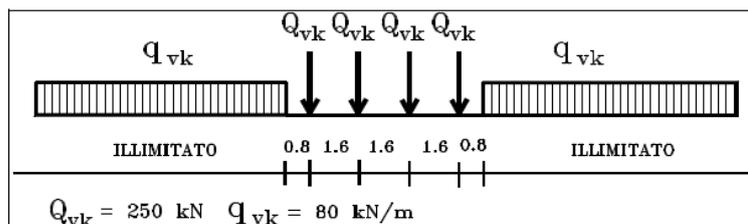


Figura 10-191 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60m + 0.4m/4 \times 2 + 2 \times 0.6m + 2 \times 1.10m/2 = 2.75m > 1.60m$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.75 + 3 \times 1.60 = 7.55m$.

Poiché L_i è $>$ di 6.40 m ($= 1.6m \times 4$) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.



Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell’infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 19 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25 \text{ kN/m} / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 45.12 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 23.10 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

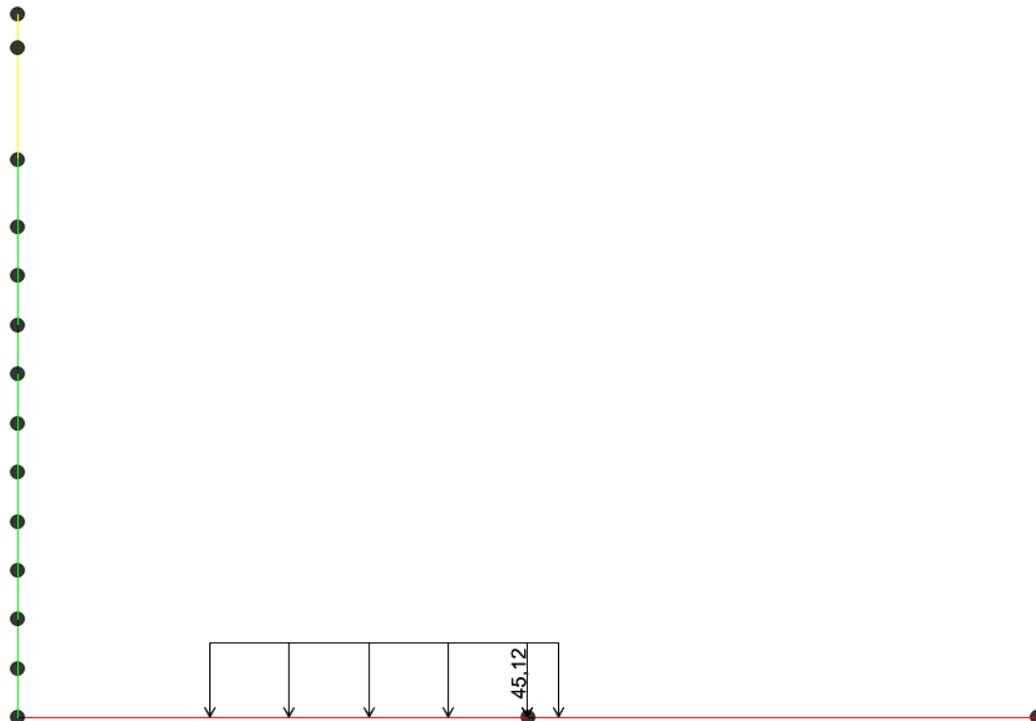


Figura 10-192 Load Case 10a LM71 SX

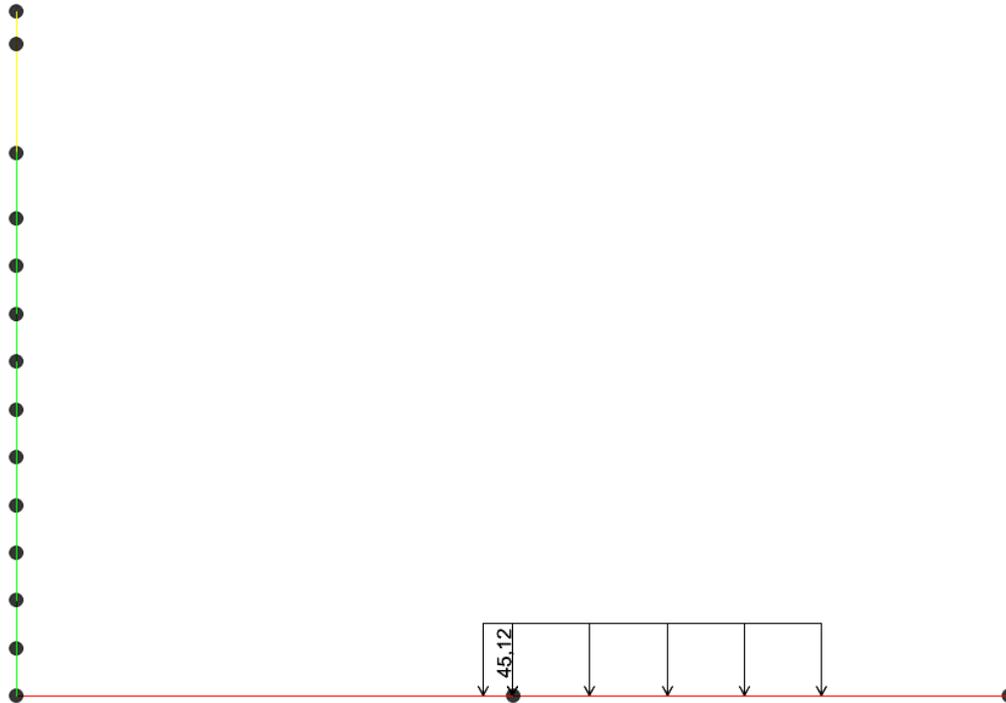


Figura 10-193 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 12.46/4.34 \times 1,1 \times 1,339 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 185 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

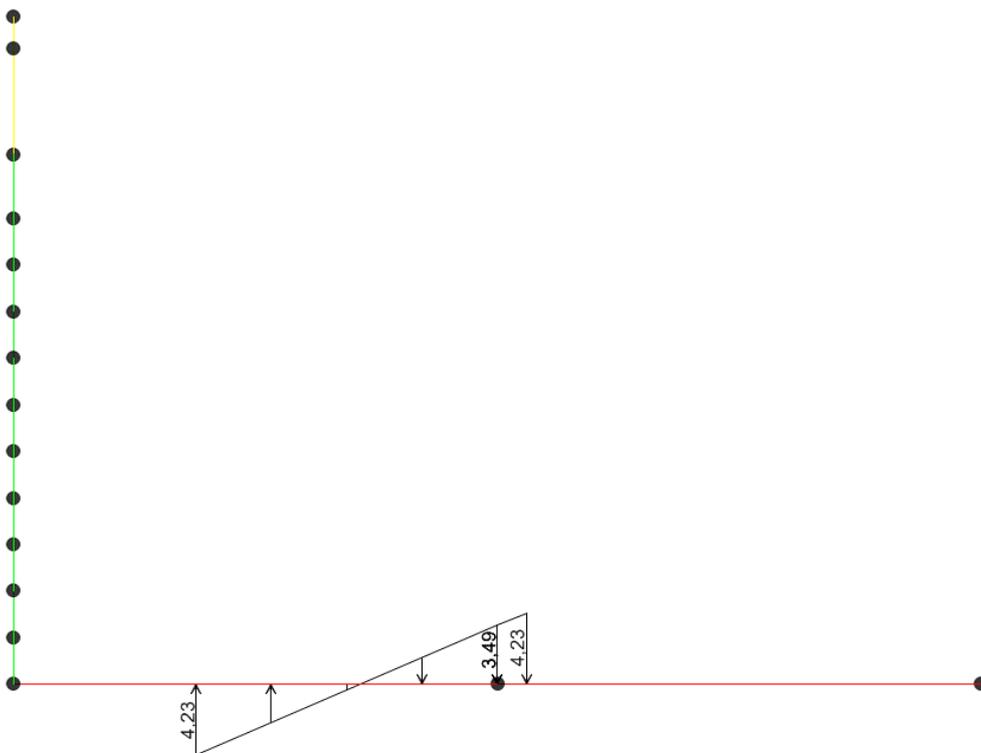


Figura 10-194 Load Case 10a LM71 SX ecc

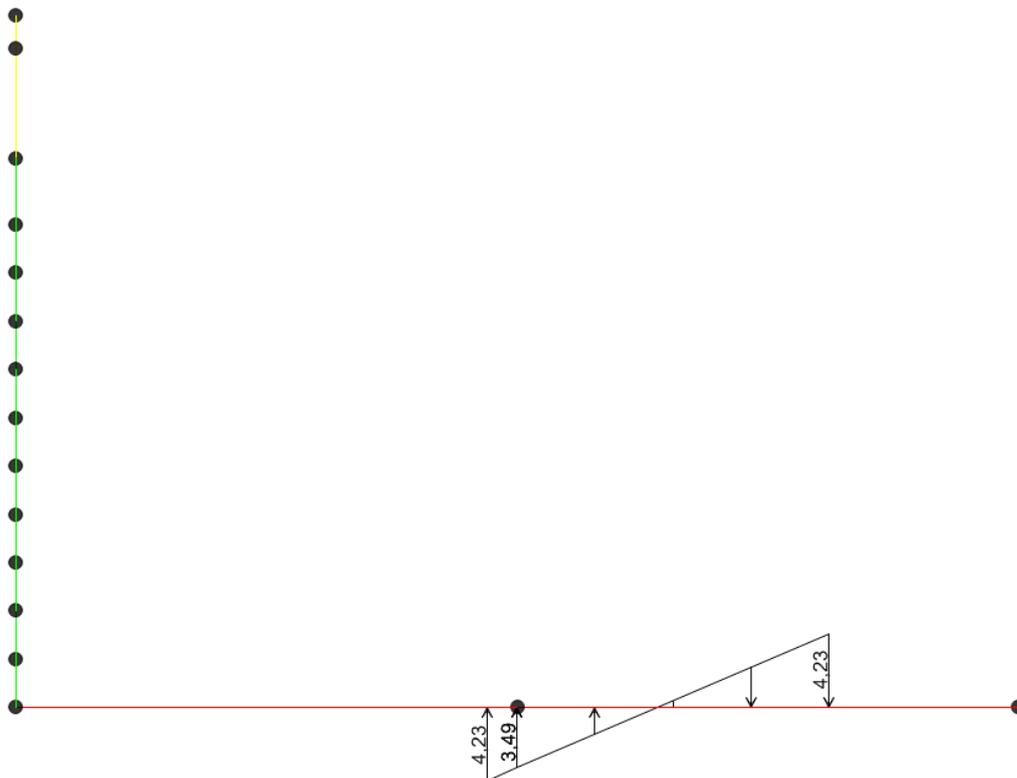


Figura 10-195 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

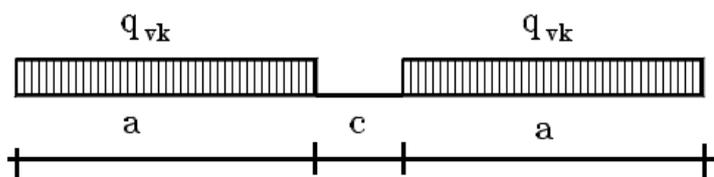


Figura 10-196 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 20 Caratteristiche Treni di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 39.38 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

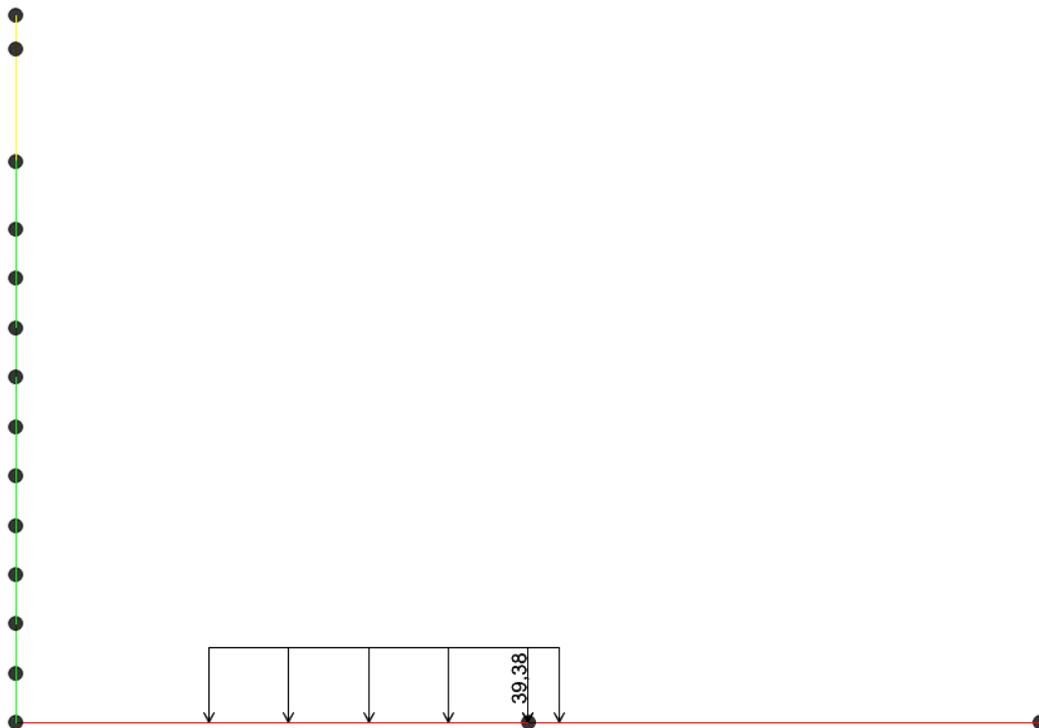


Figura 10-197 Load Case 11a SW/2 SX

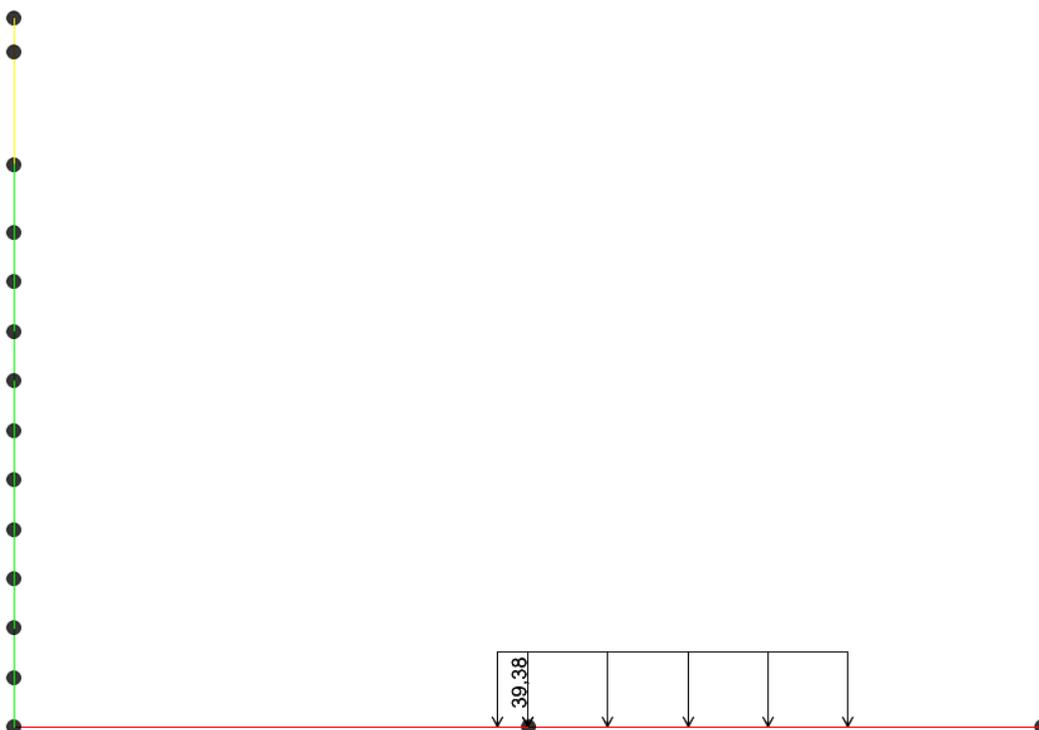


Figura 10-198 Load Case 11b SW/2 DX



10.8.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.10 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.84 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.10 \text{ m} / 2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.95 \text{ m} = \pm 214.5 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.10 \text{ m}$$

$$b = 2.75 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.92 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.99 \text{ kN/m}^2$$



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 189 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

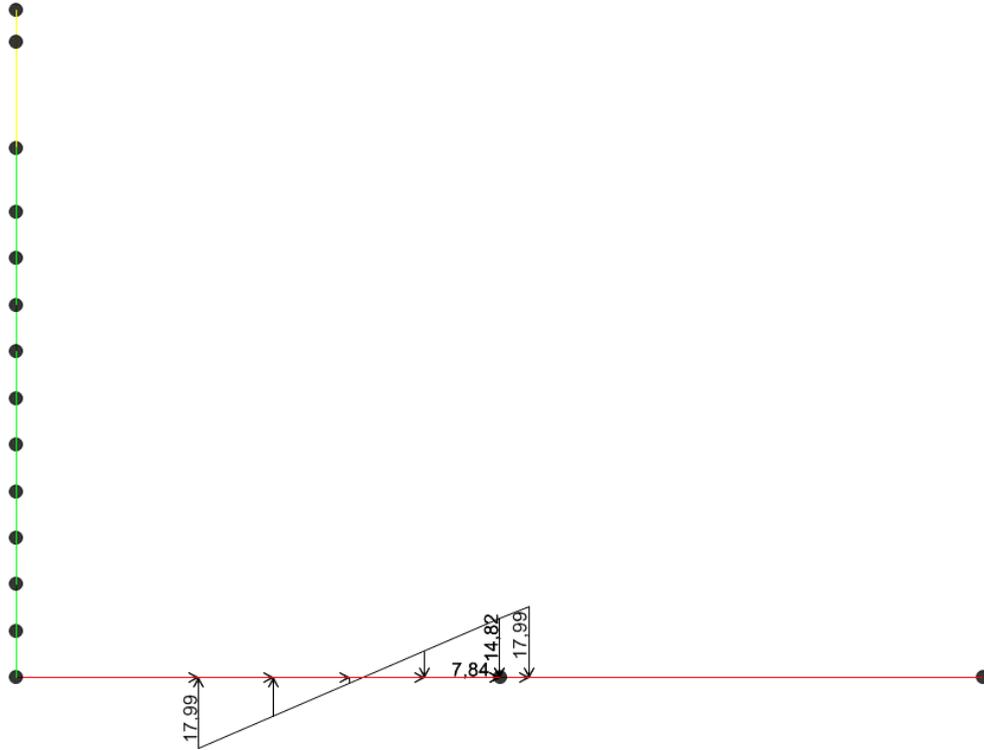


Figura 10-199 Load Case 12a SERPEGGIO SX

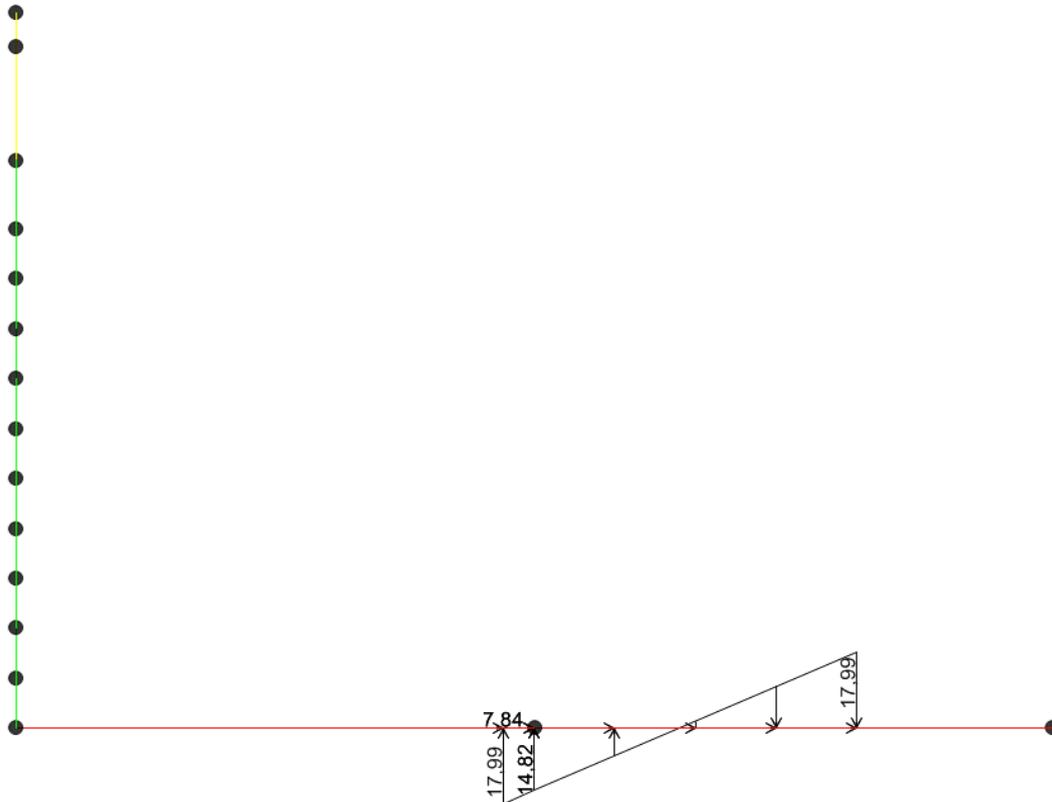


Figura 10-200 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.8.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m^2 , senza considerare effetti dinamici. Questo carico non viene considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
191 di
361

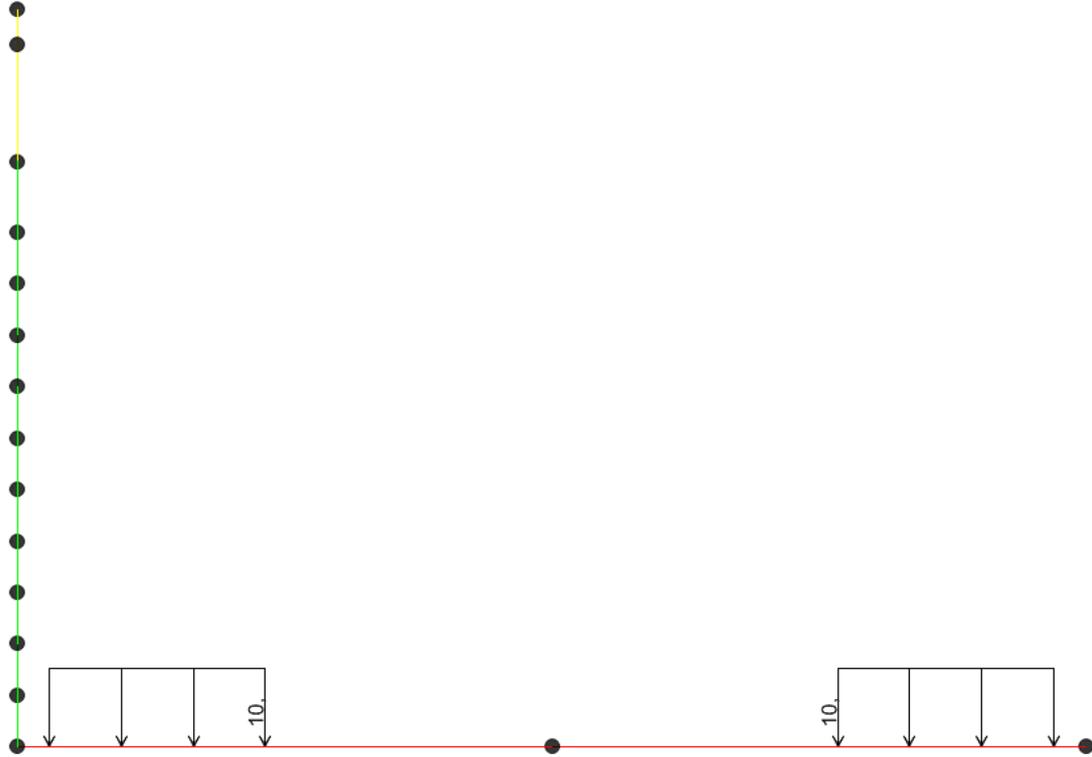


Figura 10-201 Load Case 13 MARCIAPIEDE

10.8.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.357 = 7.14 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$p_1 = 7.14 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$

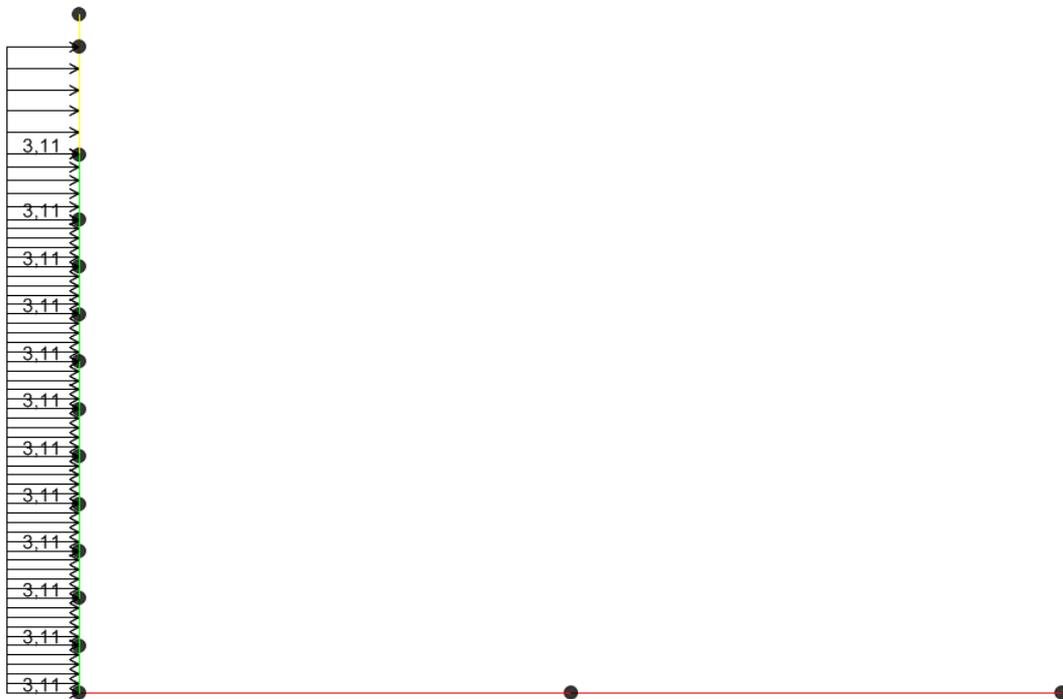


Figura 10-202 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.8.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.5m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.75m.

Lunghezza di ripartizione: $3.75 \text{ m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.5 \text{ m}$

$$F_t = 1500 \text{ kN} / 7.5 \text{ m} = \mathbf{200 \text{ kN/m}}$$

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D Foglio 193 di 361

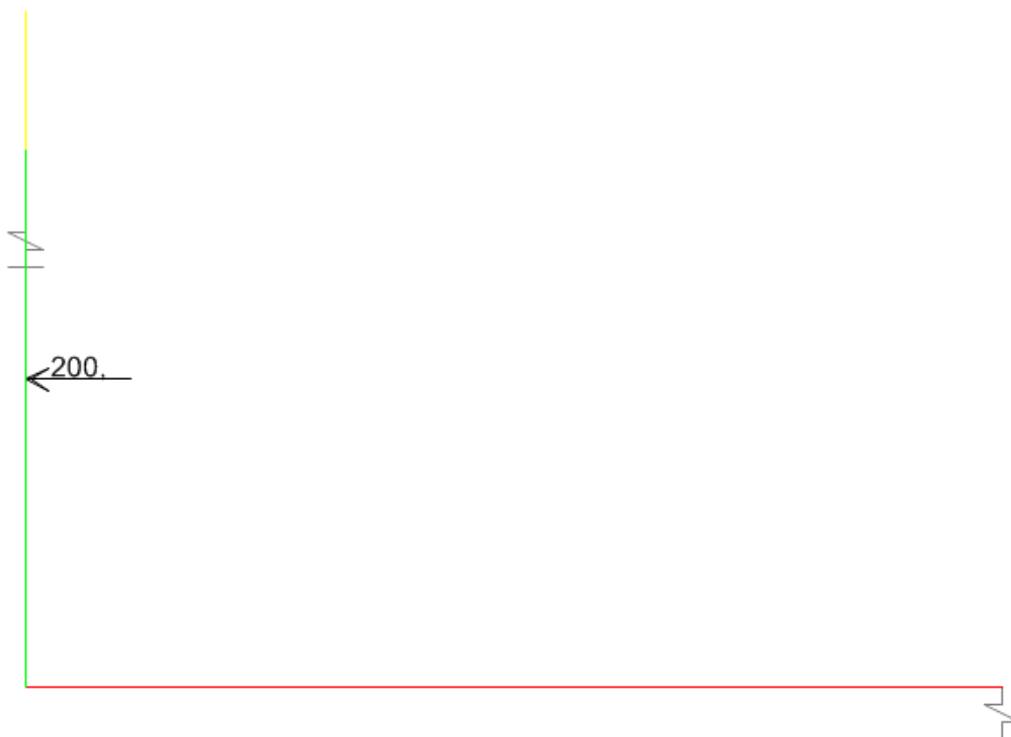


Figura 10-203 Load Case 15 URTO

10.8.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP_d per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 9.89m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (9.89 \text{ m})^2 = 613.71 \text{ kN/m.}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 62.05 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = 62.05 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 27.4 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 90.96 \text{ kN}$$



Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 7.05m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]
0	0,00	2,16
0,705	6,12	5,21
1,41	8,65	6,79
2,115	10,60	8,05
2,82	12,24	9,14
3,525	13,68	10,11
4,23	14,99	10,99
4,935	16,19	11,81
5,64	17,31	12,57
6,345	18,36	13,29
7,05	19,35	
TOT		90,12



Figura 10-204 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE



La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.

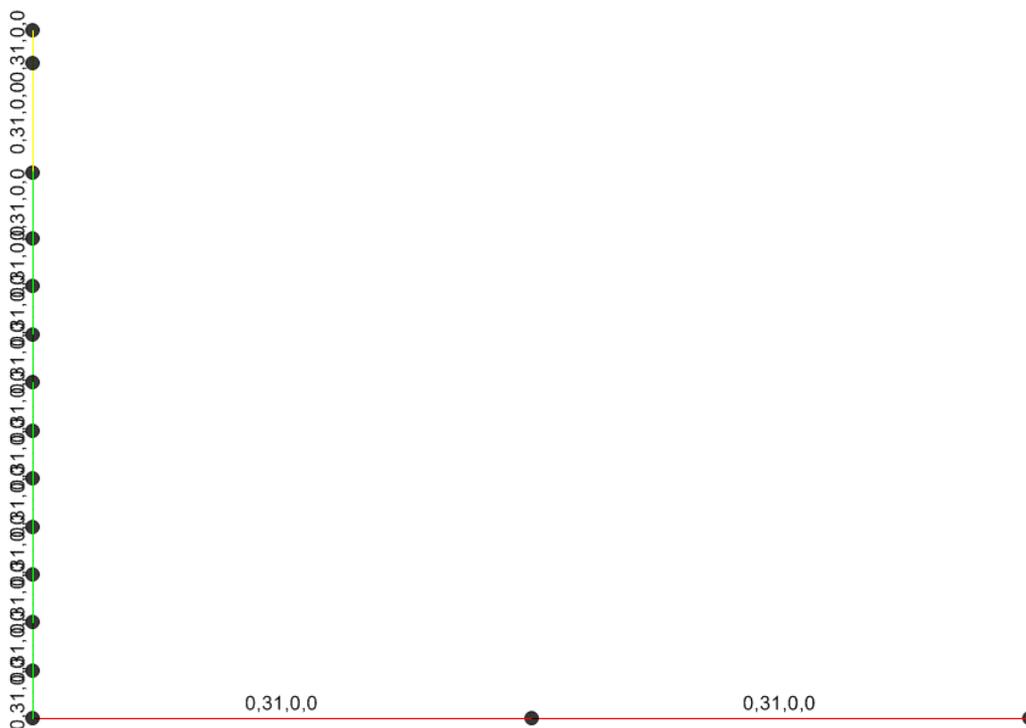


Figura 10-205 Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 33.70 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.11 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.10\text{m}/2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 2.11\text{kN/m}^2 = 21.03 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.1\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.03\text{kNm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

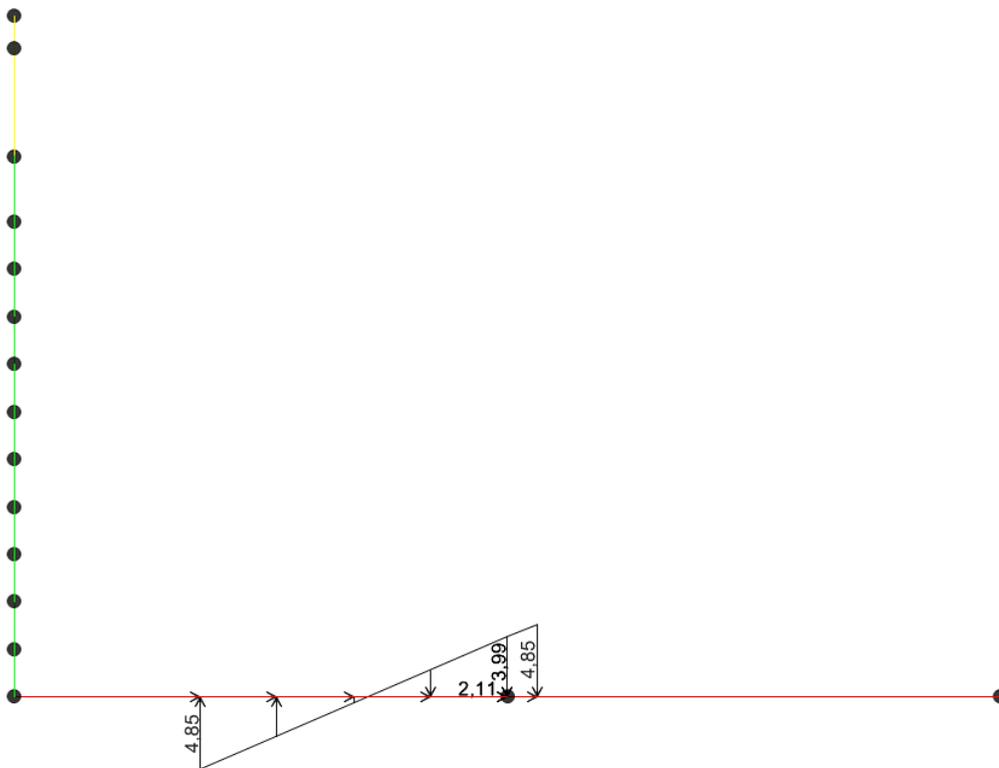


Figura 10-206 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{\text{SW}/2,h} = 29.41\text{kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{\text{SW}/2,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 1.85\text{kN/m}^2 = 18.35 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.35\text{Nm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

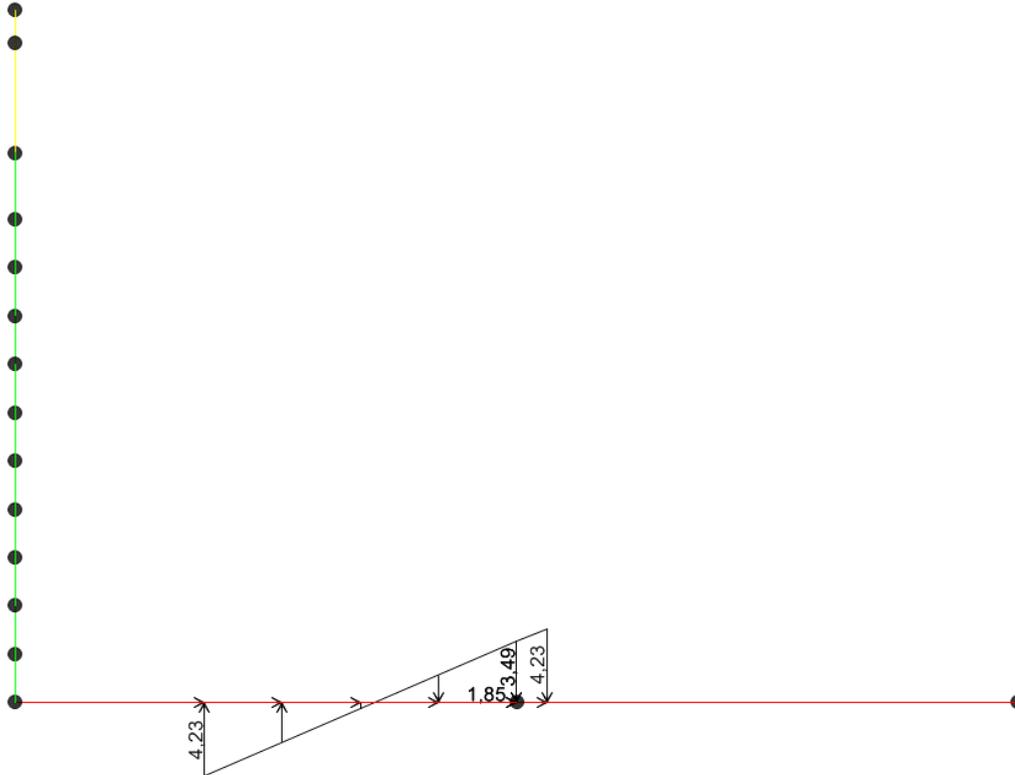


Figura 10-207 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.8.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato, massetto e marciapiede è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.31 \text{ kN/m}^2 \times 8\text{m} + 22.69 \text{ kN/m}^2 \times 3.02\text{m} \times 2 = 355.50 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 355.50 \text{ kN/m} \times 0.314 = 111.53 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 111.53 \text{ kN/m} / (8\text{m} + 2 \times 3.02\text{m}) = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

10.9 TR04 sez. A (sezione simmetrica tra diaframmi)

10.9.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

10.9.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

$$\text{peso ballast + armamento} \quad H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{massetto pendenze} \quad H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{sub ballast e supercompattato} \quad H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Per il calcolo del peso del marciapiede si considera un'area di cls di circa 2.85 m² distribuita su una larghezza di 3m. Quindi l'altezza equivalente è di circa 95cm. Considerando un peso di 24 kN/m³ si ottiene un carico distribuito di 22.69 kN/m².

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.



Figura 10-208 Load Case 2 PERMANENTI

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 199 di 361

Nella zona centrale (larga circa 8 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico del marciapiede.

10.9.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX, 4 SPINTA DX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il terreno a ridosso della trincea è costituito dall'unità 6, le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	40 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0(M1) = 1 - \text{sen}\phi$	0,357
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	33,87 °
$K_0(M2) = 1 - \text{sen}\phi_{rid}$	0,443
$K_a = (1 - \text{sen}\phi_{rid}) / (1 + \text{sen}\phi_{rid})$	0,284

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra e con SPINTA DX la spinta del terreno sul piedritto di destra.

Si è considerata solo la spinta relativa al rinterro sopra la quota della sommità della trave di coronamento dei diaframmi, dal momento che la spinta del terreno compreso tra l'intradosso fondazione e la trave di coronamento è interamente assorbito dai diaframmi.

Il piano campagna è a una quota di 6.80m dall'intradosso della fondazione, la sommità della trave di coronamento a 3.55m e la falda a 4.10m.

Quindi la spinta di terreno agente alla quota della trave di coronamento è:

$$(20 \text{ kN/m}^3 \times (6.80 - 4.10 \text{ m}) + 10 \text{ kN/m}^3 \times (4.10\text{m} - 3.55\text{m})) \times 0.357 = 21.24\text{kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito attraverso il coefficiente di ripartizione $r = 0.436$:

$$21.24\text{kN/m}^2 \times 0.436 = 9.26 \text{ kN/m}^2$$



Figura 10-209 Load Case 3 SPINTA SX

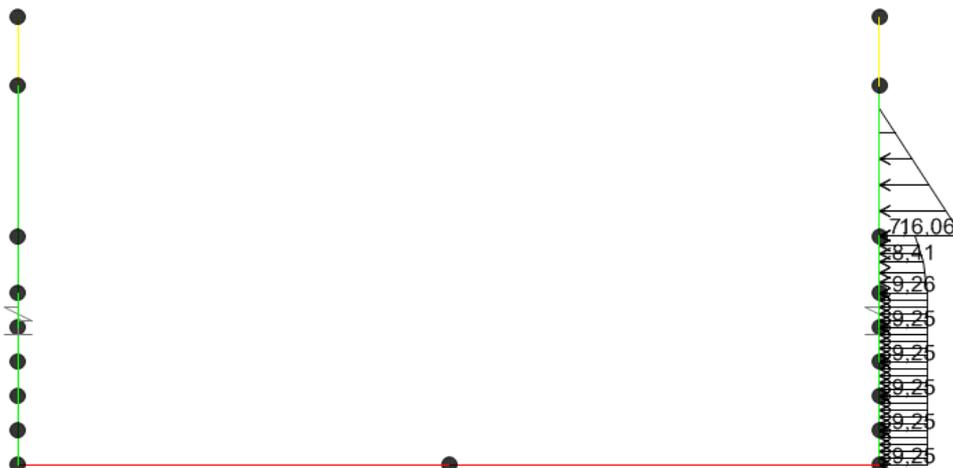


Figura 10-210 Load case 4 SPINTA DX

10.9.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 4.10m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 41 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 35.5 kN/m².

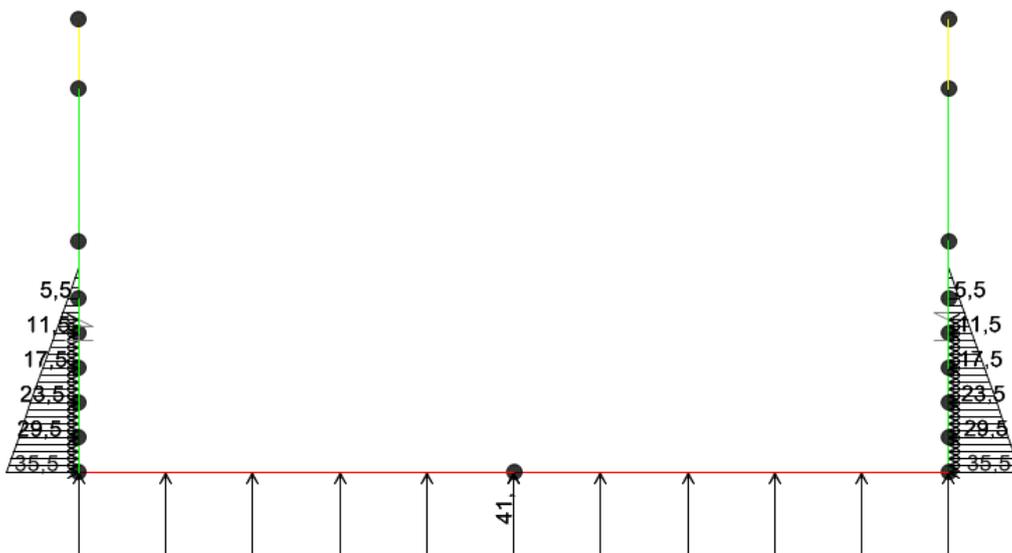


Figura 10-211 Load Case 4.5 FALDA

10.9.5 Azioni termiche (5 DT+ , 5 DT- , 7 GRAD+ , 7 GRAD-)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^{\circ}\text{C}$ (Load 5 e Load 6), ed un salto termico di 10°C (analizzando il caso di estradosso più caldo dell'intradosso), con andamento lineare nello spessore (Load 7 GRAD+).

Si evidenzia che per quanto riguarda il gradiente termico, nel programma di calcolo occorre inserire un valore rapportato ad una sezione di altezza 1 metro.



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 202 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

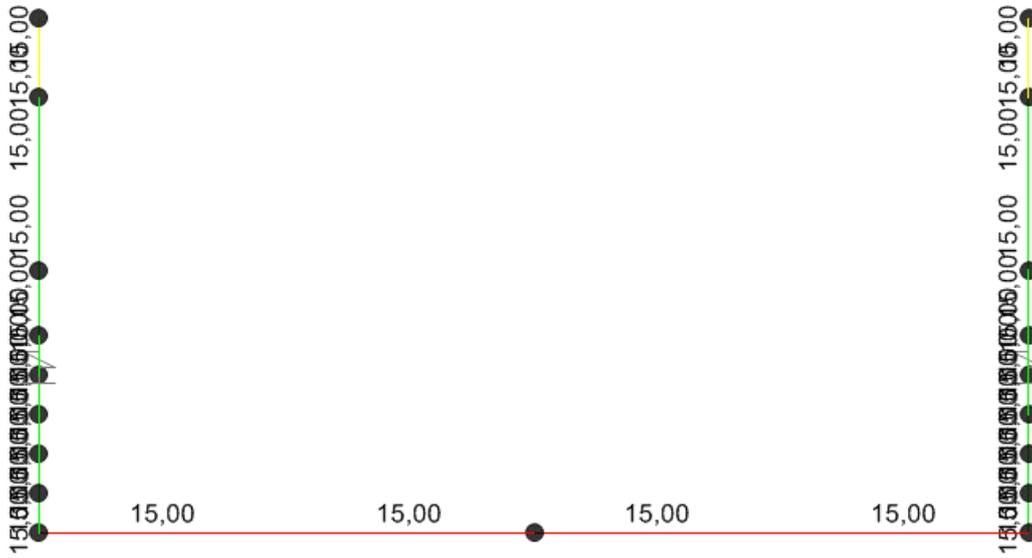


Figura 10-212 Load Case 5 DT+

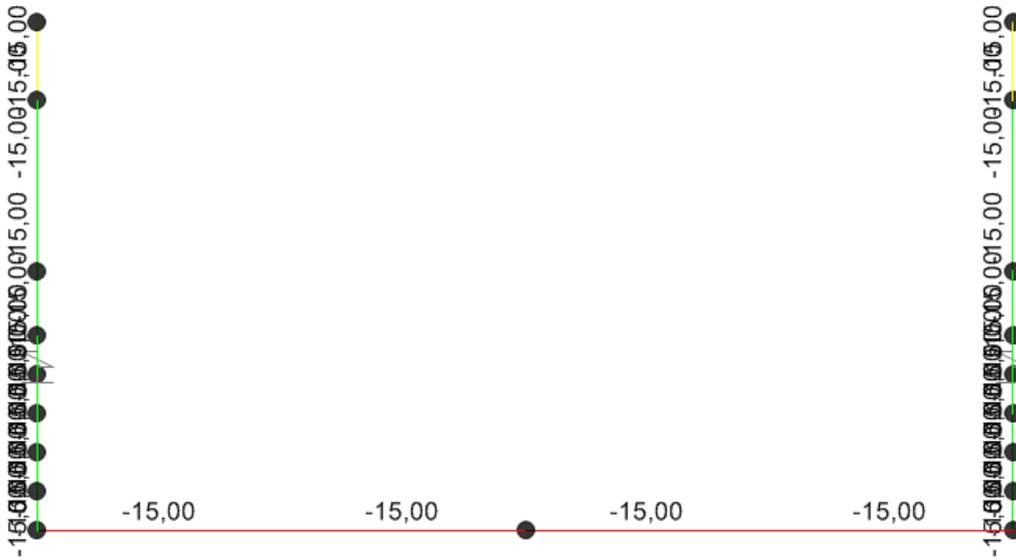


Figura 10-213 Load case 5 DT-

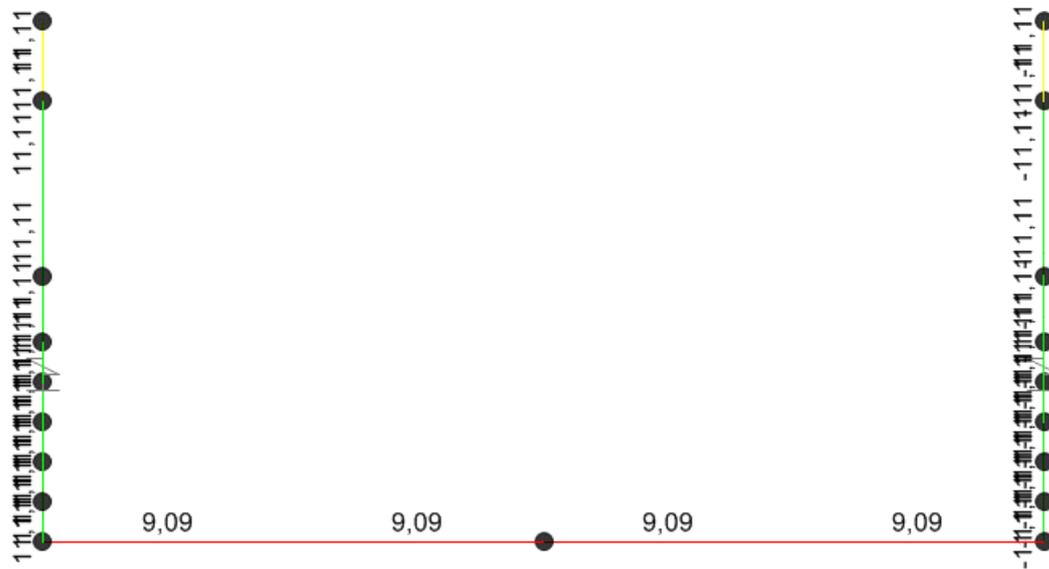


Figura 10-214 Load case 6 GRAD+

10.9.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	f_{ck} (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1100
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2200
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for $E_{long term}$ calculation			
α_1	0,892		
α_2	0,968		
α_3	0,922		

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 204 di 361

characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2	α	1,000
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2	t_0 (modified)	6,189
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896	φ_{RH}	1,166
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04	$\beta(t_0)$	0,649
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,930	$\beta(f_{cm})$	2,617
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7		1500
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2773		1383
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000	β_H	1383
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05	φ_0	1,982
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580	$\beta_c(t, t_0)$	0,993
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3353	$\varphi(t, t_0)$	1,967
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,30	$E_{cm}(t, t_0)$	11,339

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

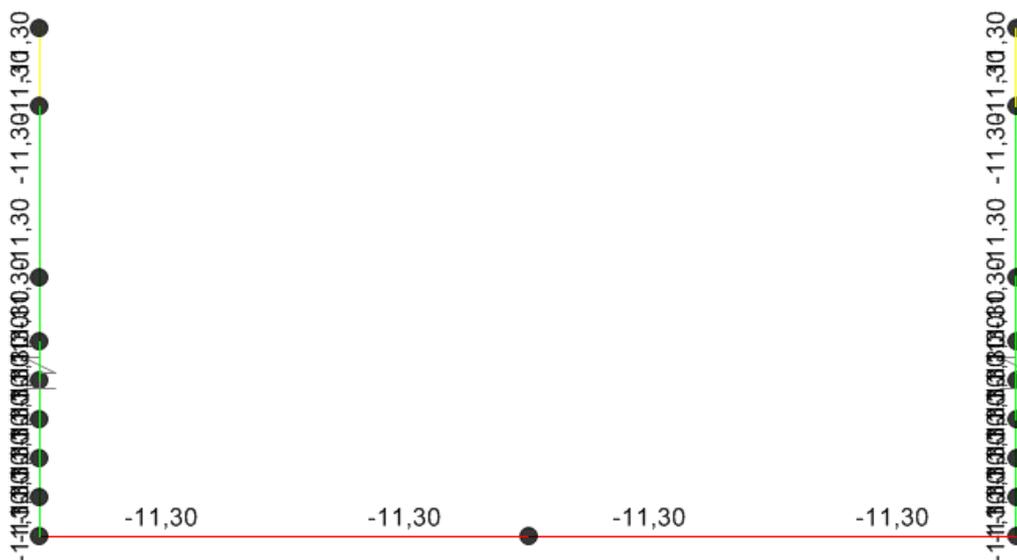


Figura 10-215 Load Case 9 RITIRO

10.9.7 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore (Load Cases 10 e 11)

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta inferiore, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando $L_{trav} = 2.60m$ la larghezza della traversina e $H_{ballast}$ pari allo spessore di ballast

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 205 di 361

sotto la traversina.

$$L_d = L_{trav} + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6\text{m} + 2 \times 1.10\text{m}/2 = 5.10\text{m} > 4.20\text{m}$$

(interasse binario)

Incremento dinamico per linee con standard manutentivo normale

Poiché i carichi mobili verticali sono agenti solamente sulla soletta inferiore, si considera il parametro L_ϕ pari alla luce di calcolo di tale elemento:

$$L_\phi = 14.04\text{m}$$

Linea a standard manutentivo normale:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{L_\phi^{0.5} - 0.20} + 0.73 = 1.339$$

Treno LM71 (Load Cases 10a, 10b)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

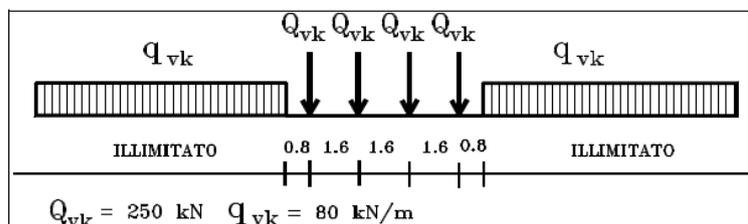


Figura 10-216 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6\text{m} + 2 \times 1.10\text{m}/2 = 2.75\text{m} > 1.60\text{m}$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.75 + 3 \times 1.60 = 7.55\text{m}$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.6m x 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 21 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1



SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25 \text{ kN/m} / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 45.12 \text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10 \text{ m} \times 1.339 = 23.10 \text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

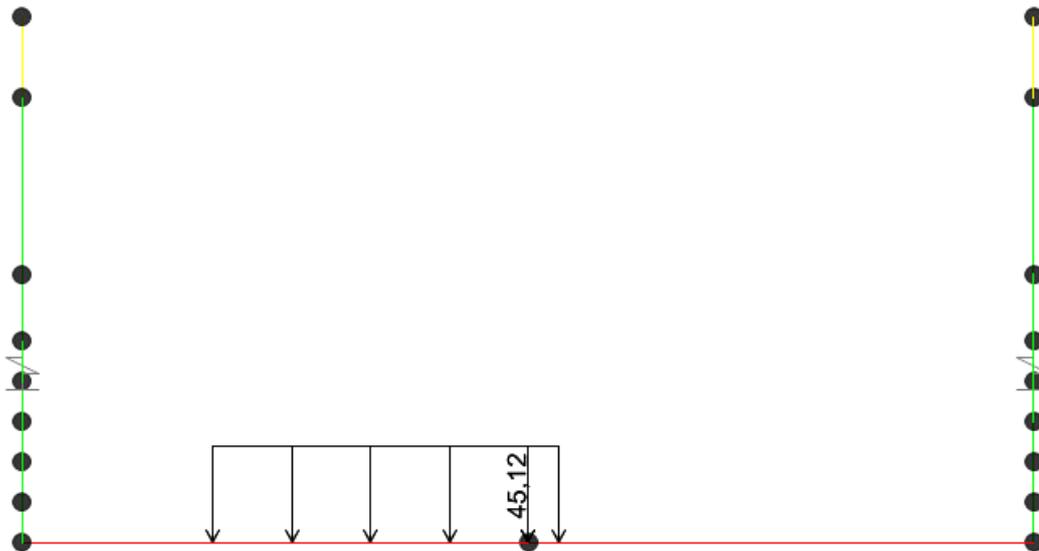


Figura 10-217 Load Case 10a LM71 SX

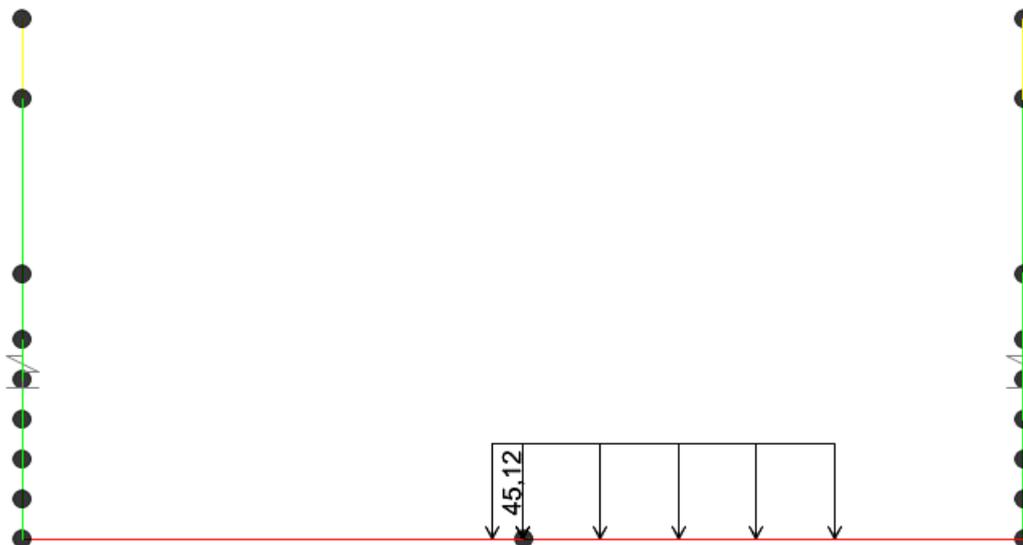


Figura 10-218 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$

Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 12.46/4.34 \times 1,1 \times 1,339 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

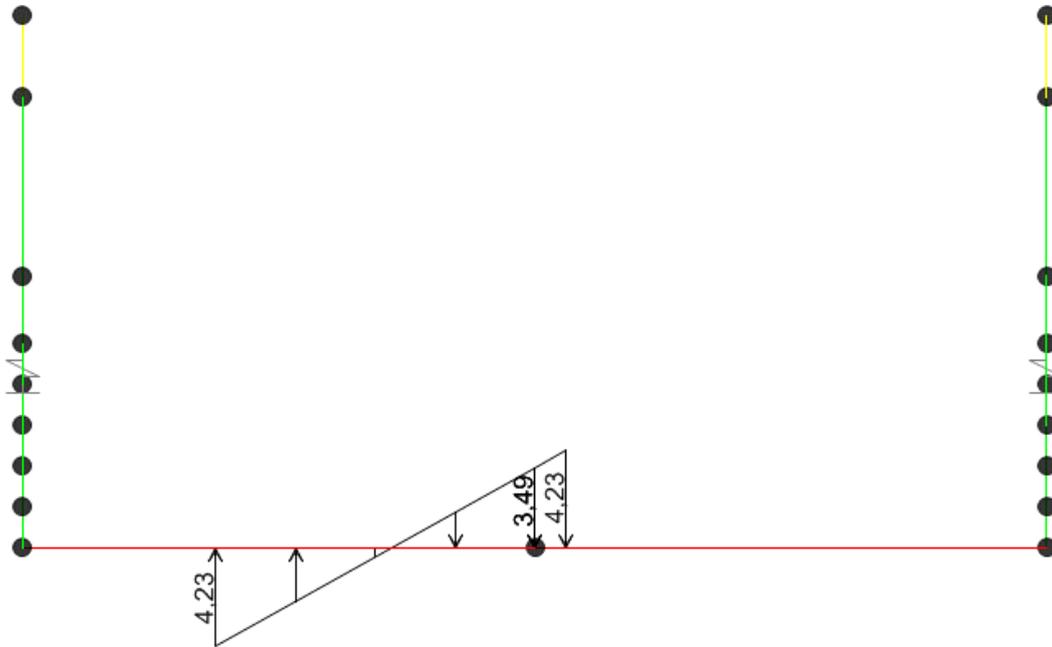


Figura 10-219 Load Case 10a LM71 SX ecc

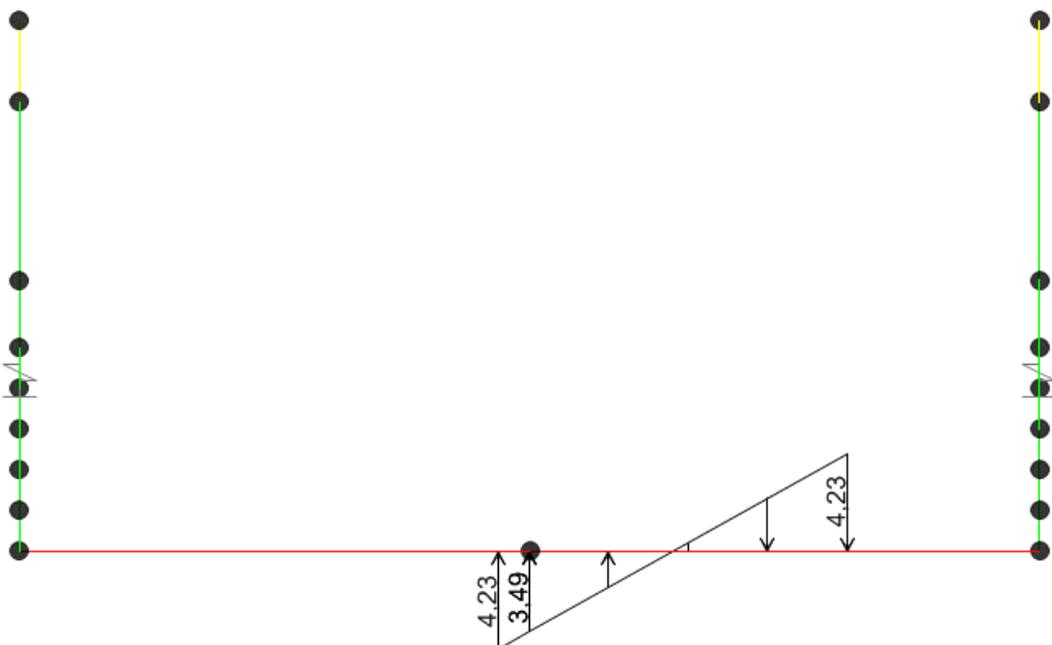


Figura 10-220 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

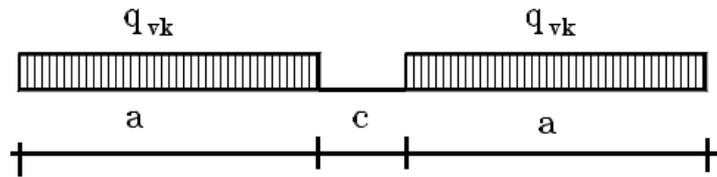


Figura 10-221 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 22 Caratteristiche Treno di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 39.38 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

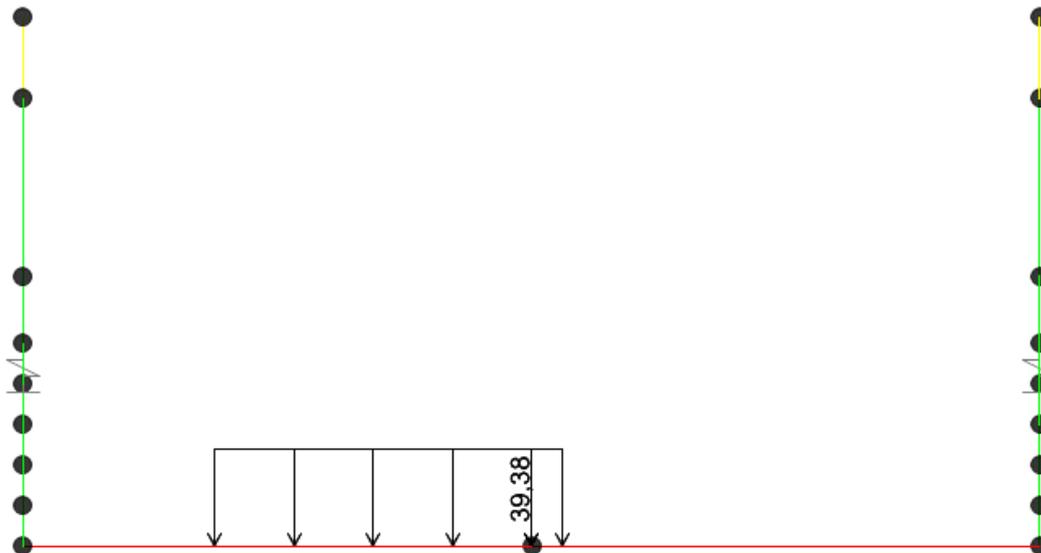


Figura 10-222 Load Case 11a SW/2 SX

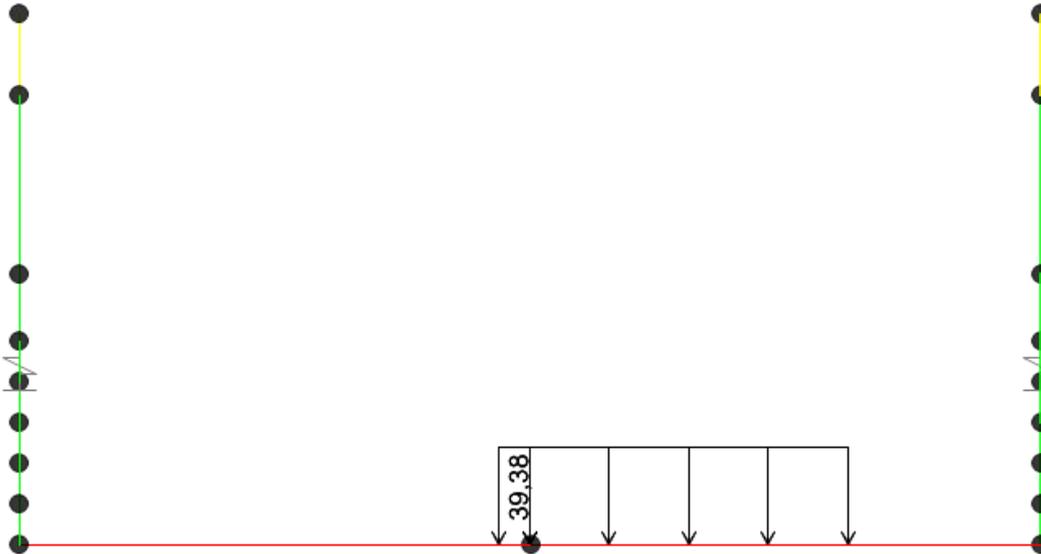


Figura 10-223 Load Case 11b SW/2 DX

10.9.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100 \text{ kN} \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.10 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.84 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.10 \text{ m} / 2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.95 \text{ m} = \pm 214.5 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.10 \text{ m}$$

$$b = 2.75 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.92 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.99 \text{ kN/m}^2$$

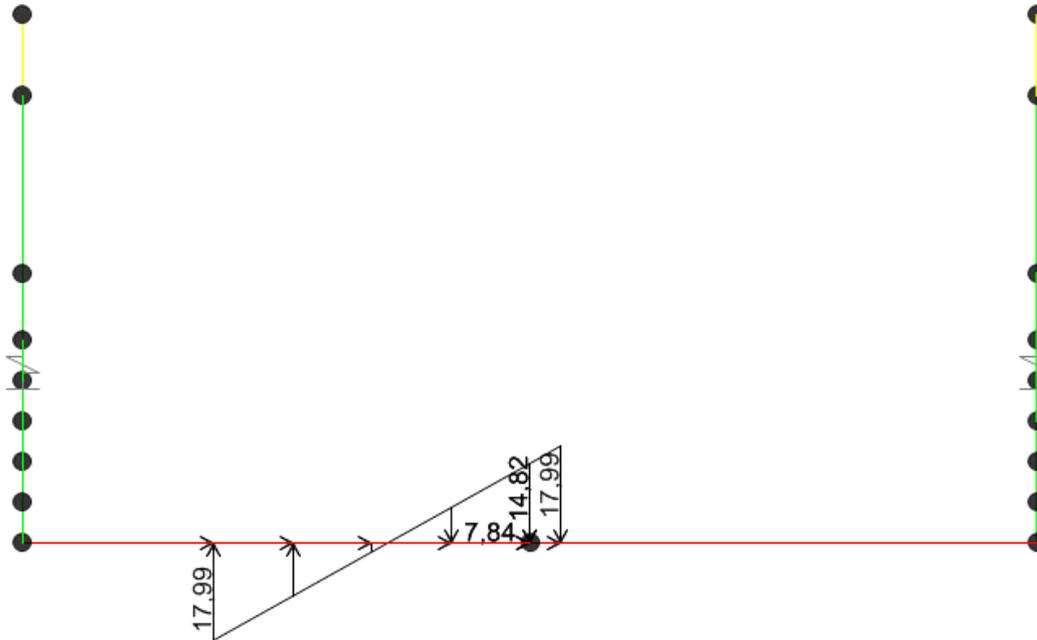


Figura 10-224 Load Case 12a SERPEGGIO SX

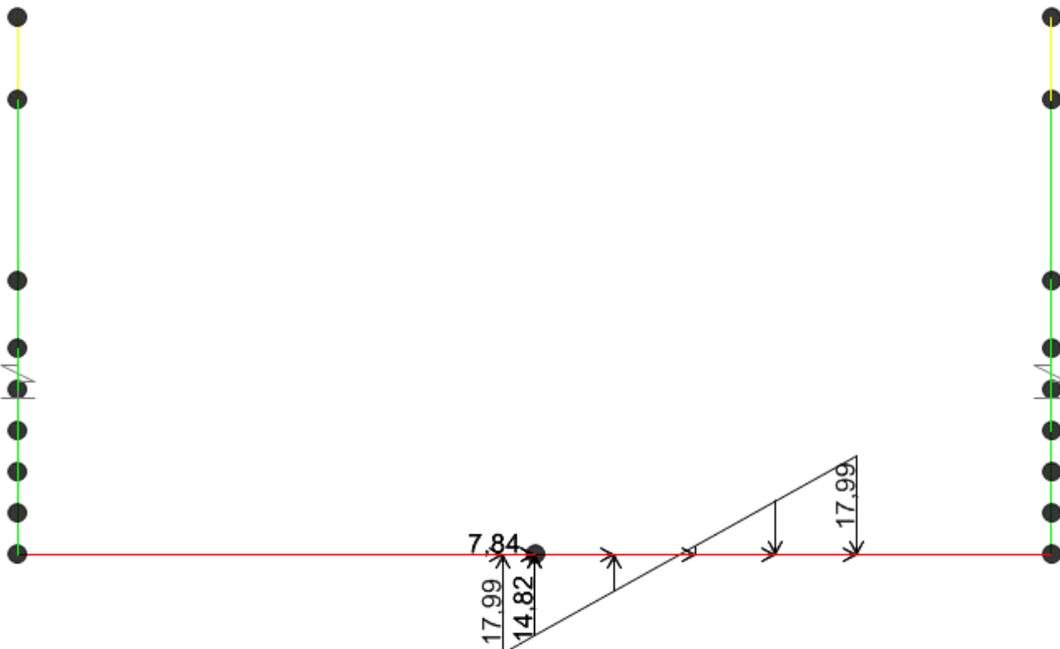


Figura 10-225 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.9.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m^2 , senza considerare effetti dinamici. Questo carico non viene considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari.

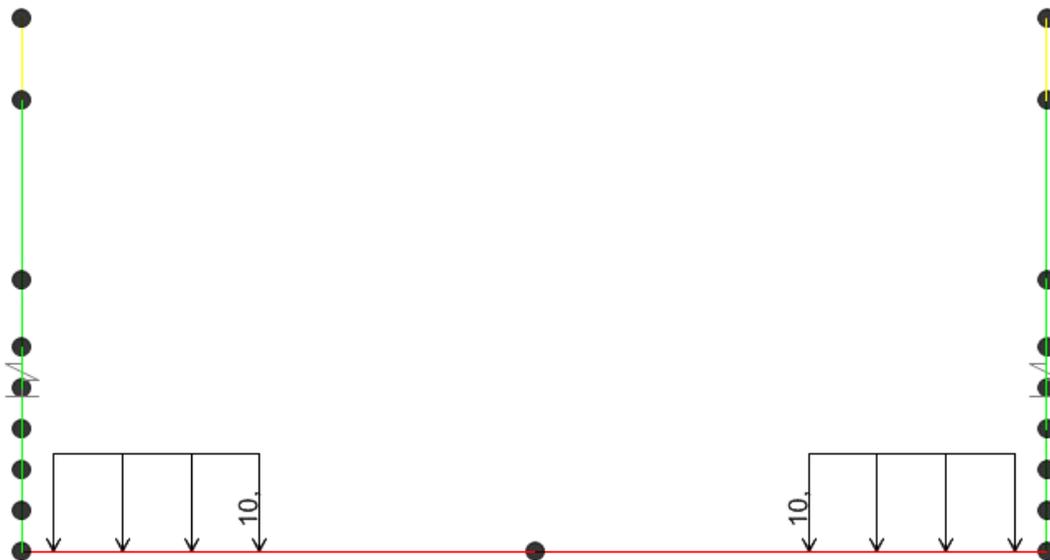


Figura 10-226 Load Case 13 MARCIAPIEDE

10.9.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.357 = 7.14 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$p_1 = 7.14 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$

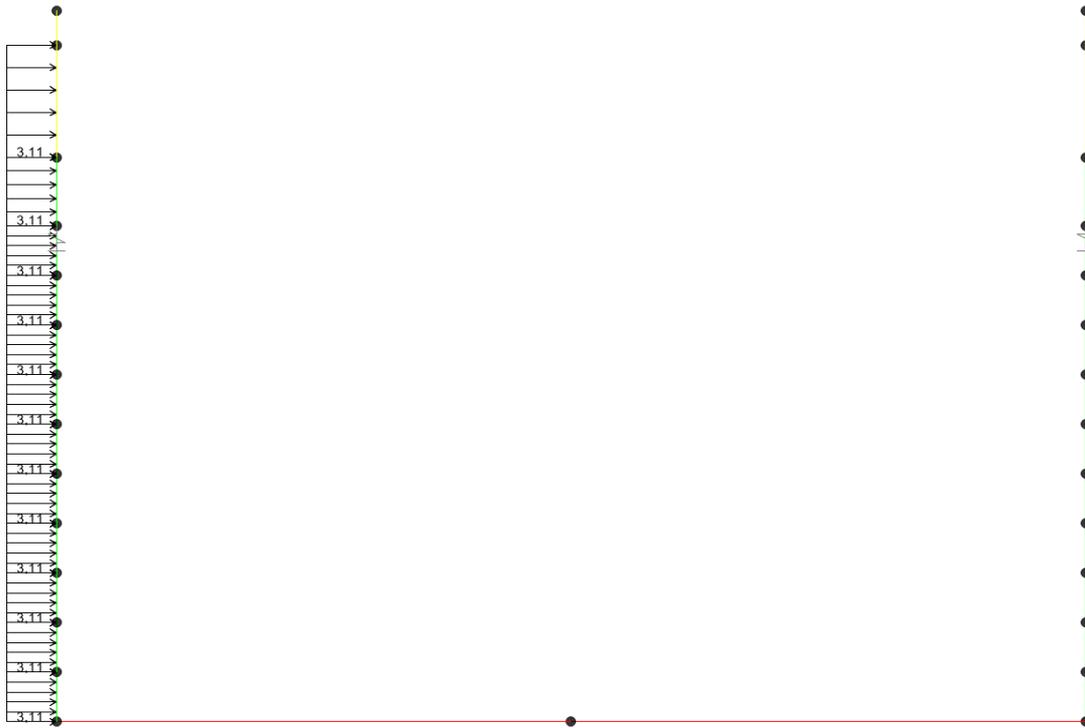


Figura 10-227 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.9.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.5m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.75m.

Lunghezza di ripartizione: $3.75\text{m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.5\text{m}$

$F_t = 1500\text{kN}/7.5\text{m} = \mathbf{200\text{ kN/m}}$

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

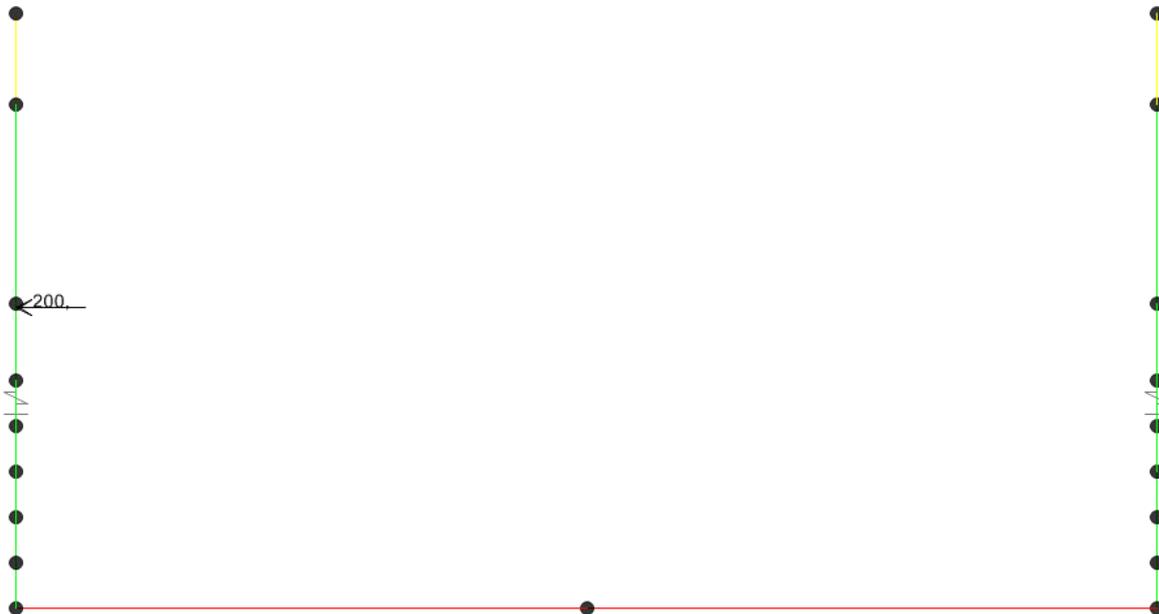


Figura 10-228 Load Case 15 URTO

10.9.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 6.25m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (6.25 \text{ m})^2 = 245.09 \text{ kN/m.}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 39.22 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = 39.22 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 17.09 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 23.06 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 3.55m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]	
0	0,00	0,55	
0,355	3,08	1,32	
0,71	4,36	1,72	
1,065	5,34	2,04	
1,42	6,16	2,32	
1,775	6,89	2,56	
2,13	7,55	2,79	
2,485	8,15	2,99	
2,84	8,72	3,19	
3,195	9,24	3,37	
3,55	9,74		
TOT		22,85	



Figura 10-229 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.



L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.

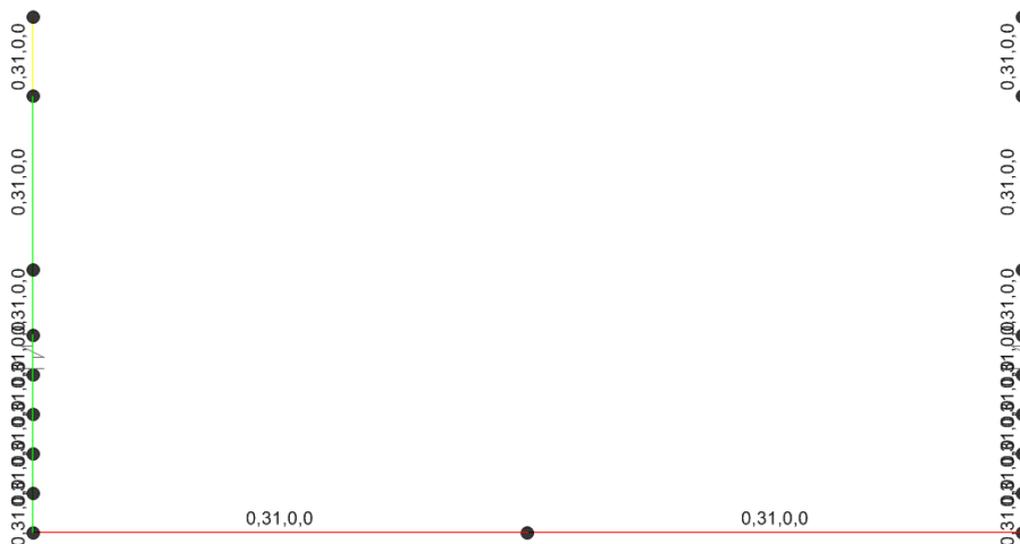


Figura 10-230 Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 33.70 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.11 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.10\text{m}/2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 2.11\text{kN/m}^2 = 21.03 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.1\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.03\text{kNm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

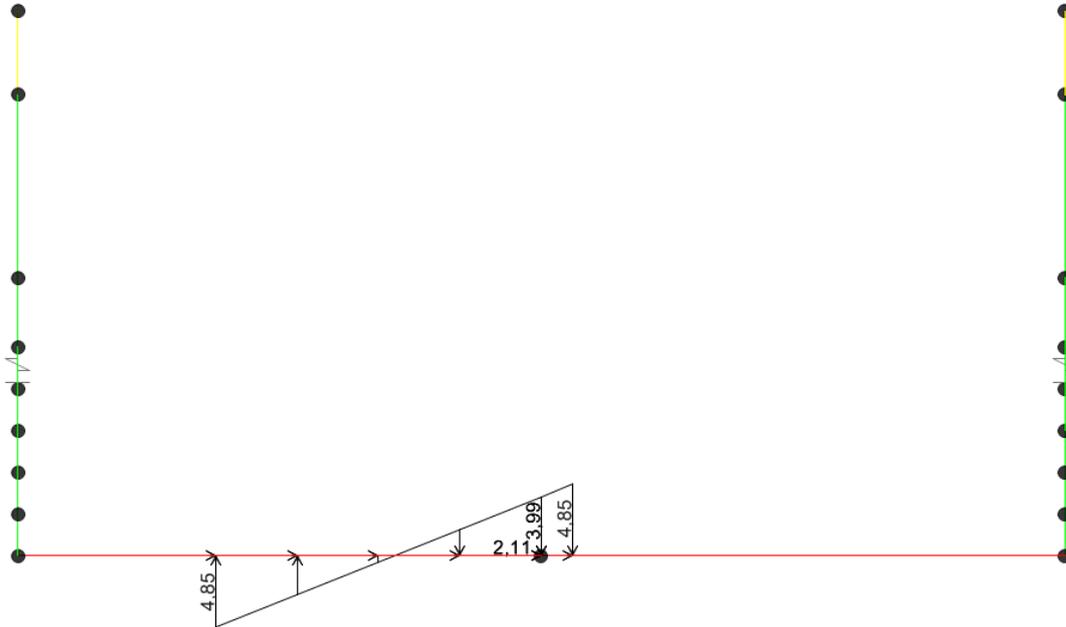


Figura 10-231 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 29.41 \text{ kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5.1 \text{ m} \times 1.95 \text{ m} \times 1.85 \text{ kN/m}^2 = 18.35 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.35 \text{ Nm/m} / 4.34 \text{ m}^3 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

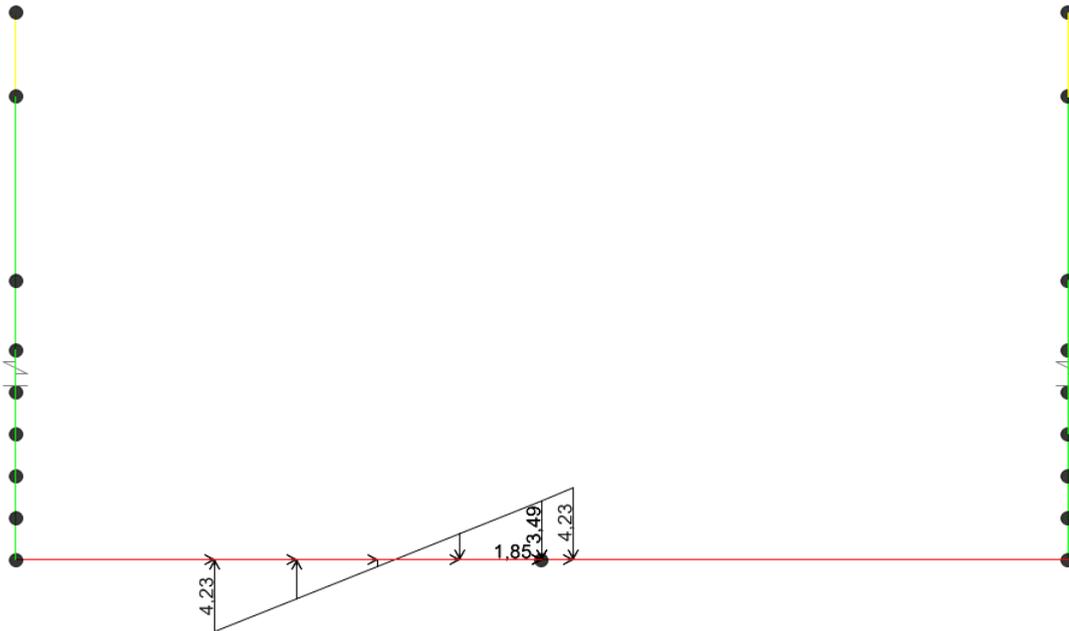


Figura 10-232 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.9.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato, massetto e marciapiede è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.31 \text{ kN/m}^2 \times 8\text{m} + 22.69 \text{ kN/m}^2 \times 3.02\text{m} \times 2 = 355.50 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 355.50 \text{ kN/m} \times 0.314 = 111.53 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 111.53 \text{ kN/m} / (8\text{m} + 2 \times 3.02\text{m}) = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
219 di
361

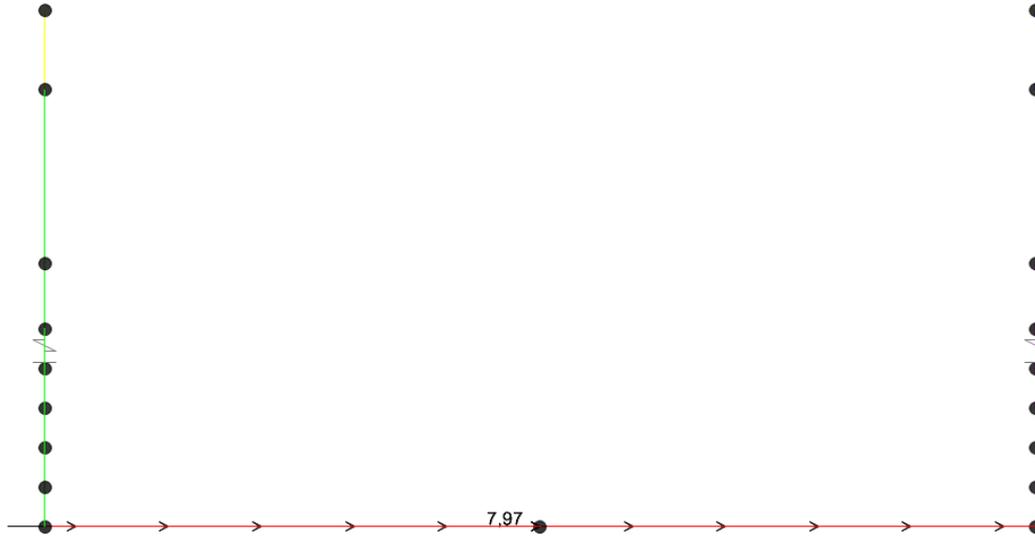


Figura 10-233 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

10.10 TR04 sez. B (sezione non simmetrica tra diaframmi)

10.10.1 Peso proprio strutture (1 PESI PROPRI)

Il peso proprio delle strutture deriva direttamente dallo spessore degli elementi moltiplicato per il peso specifico del materiale (calcestruzzo); nel dettaglio:

$$S_p \times \gamma_{c.a.} = S_p \times 25 \text{ kN/m}^3$$

tale carico viene automaticamente considerato dal programma a elementi finiti a partire dal peso specifico assegnato al materiale.

10.10.2 Carichi permanenti portati (2 PERMANENTI)

I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto, marciapiedi, ballast e armamento e vengono valutati come segue:

$$\text{peso ballast + armamento} \quad H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{massetto pendenze} \quad H_{mass} \times \gamma_{mass} = 0.19 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{sub ballast e supercompattato} \quad H_{sub} \times \gamma_{sub} = 0.42 \text{ m} \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Per il calcolo del peso del marciapiede si considera un'area di cls di circa 2.85 m² distribuita su una larghezza di 3m. Quindi l'altezza equivalente è di circa 95cm. Considerando un peso di 24 kN/m³ si ottiene un carico distribuito di 22.69 kN/m².

Si mostra nella seguente immagine l'applicazione dei carichi al modello di calcolo.

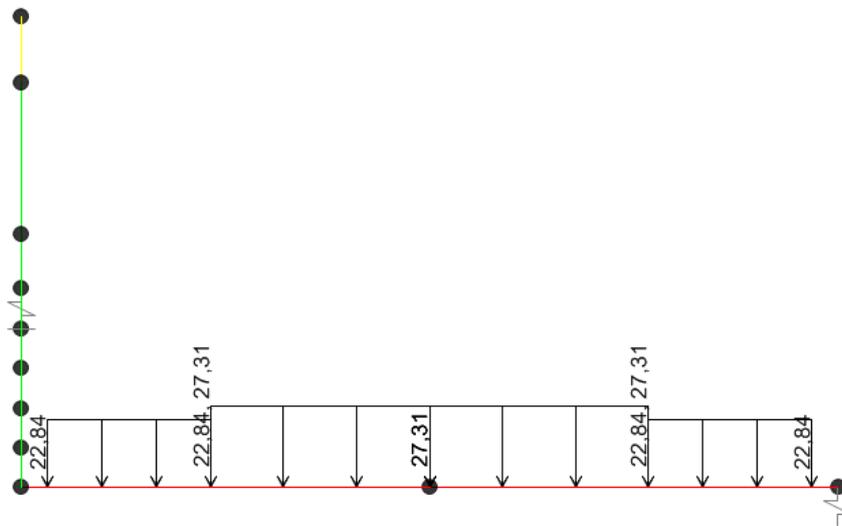


Figura 10-234 Load Case 2 PERMANENTI

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
					
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 221 di 361

Nella zona centrale (larga circa 8 m) è applicato il carico relativo a ballast, armamento, massetto, sub ballast e supercompattato, nella zona laterale agisce il carico del marciapiede.

10.10.3 Spinta del terreno (3 SPINTA SX)

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

- Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

- Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Il terreno a ridosso della trincea è costituito dall'unità 6, le cui caratteristiche sono state precedentemente riportate.

γ_{dry}	20 kN/m ³
γ_{SAT}	20 kN/m ³
γ'	10 kN/m ³
γ_w	10 kN/m ³
ϕ'	40 °
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$K_0(M1) = 1 - \sin\phi$	0,357
$\phi_{rid} = \arctan(\tan(\phi'/\gamma_{\phi'}))$	33,87 °
$K_0(M2) = 1 - \sin\phi_{rid}$	0,443
$K_a = (1 - \sin\phi_{rid}) / (1 + \sin\phi_{rid})$	0,284

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con SPINTA SX la spinta del terreno sul piedritto di sinistra.

Si è considerata solo la spinta relativa al rinterro sopra la quota della sommità della trave di coronamento dei diaframmi, dal momento che la spinta del terreno compreso tra l'intradosso fondazione e la trave di coronamento è interamente assorbito dai diaframmi.

Il piano campagna è a una quota di 7.95m dall'intradosso della fondazione, la sommità della trave di coronamento a 4.22.

Quindi la spinta di terreno agente alla quota della trave di coronamento è:

$$20 \text{ kN/m}^3 \times (7.95 - 4.22 \text{ m}) \times 0.357 = 26.63 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito attraverso il coefficiente di ripartizione $r = 0.436$:

$$26.63 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 11.61 \text{ kN/m}^2$$

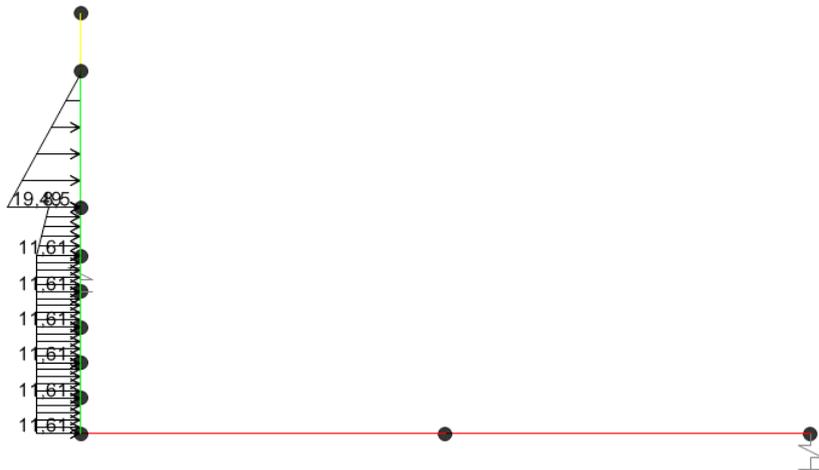


Figura 10-235 Load Case 3 SPINTA SX

10.10.4 Spinta della falda (4.5 FALDA)

La spinta della falda agisce sui piedritti e sulla fondazione. Il battente idraulico è pari a 4.10m.

Di conseguenza, la pressione agente verso l'alto sulla fondazione sarà pari a 41 kN/m².

La pressione alla quota della linea media della fondazione è di 35.5 kN/m².



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 224 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

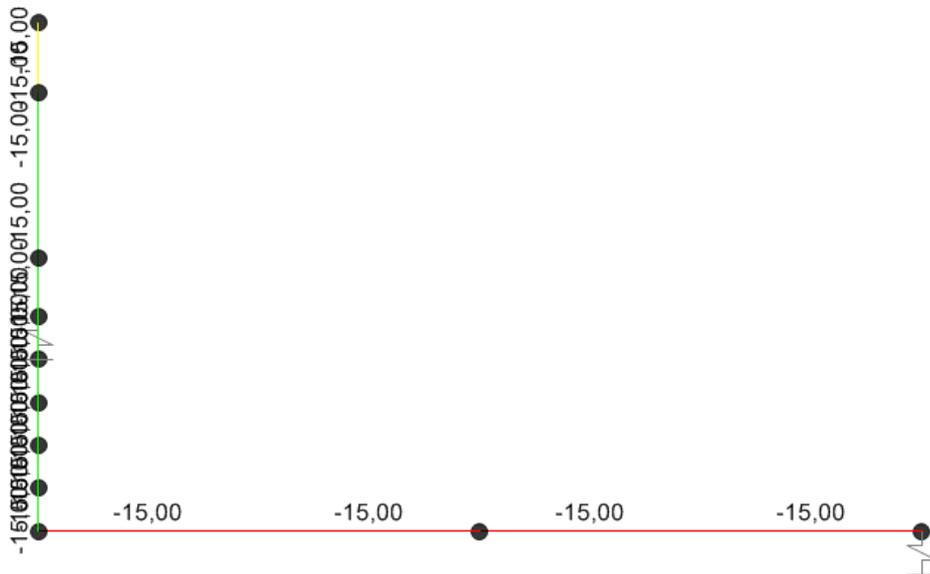


Figura 10-238 Load case 5 DT-

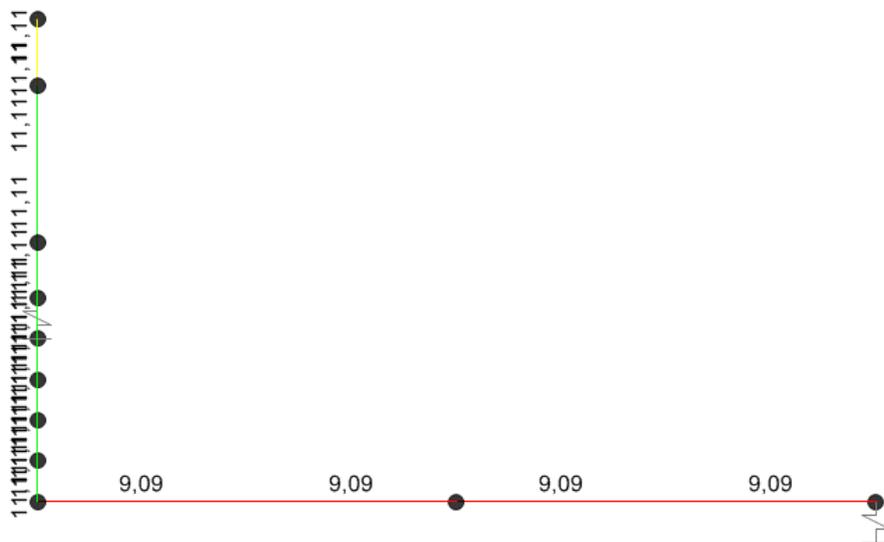


Figura 10-239 Load case 6 GRAD+

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 225 di 361

10.10.6 Ritiro (9 RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Concrete class	fck (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	=	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05
element thickness	s (mm)	=	1100
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2200
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)	=	54750
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	=	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	=	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	6
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,11
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	33,2
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	41,2
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,930
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2773
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0580
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,3353
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	11,30

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
K_h value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	
parameters for $E_{long\ term}$ calculation			
α_1	0,892		
α_2	0,968		
α_3	0,922		
α	1,000		
t_0 (modified)	6,189		
ϕ_{RH}	1,166		
$\beta(t_0)$	0,649		
$\beta(f_{cm})$	2,617		
	1500		
	1383		
β_H	1383		
ϕ_0	1,982		
$\beta_c(t, t_0)$	0,993		
$\phi(t, t_0)$	1,967		
$E_{cm}(t, t_0)$	11,339		

L'azione del ritiro viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni.

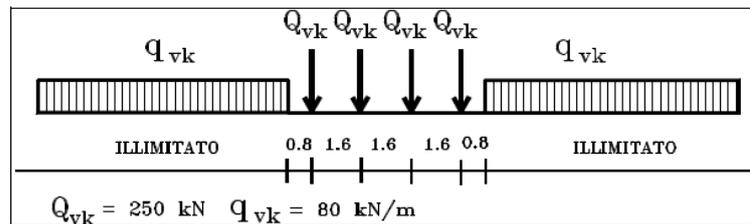


Figura 10-241 – Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_i = 0.25 + H_{ballast}/4 \times 2 + 2 \times H_{mass} + 2 \times S_s/2 = 2.60\text{m} + 0.4\text{m}/4 \times 2 + 2 \times 0.6 + 2 \times 1.10\text{m}/2 = 2.75\text{m} > 1.60\text{ m}$$

(interasse traversine)

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta superiore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_i = 2.75 + 3 \times 1.60 = 7.55\text{ m}$.

Poiché L_i è > di 6.40 m (= 1.6m × 4) si diffonde cautelativamente su una larghezza di 6.40m.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Tabella 23 Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello di carico

Modello di carico	Coefficiente “ α ”
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{equi} = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25\text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{equi} / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 156.25\text{kN/m} / 5.10\text{m} \times 1.339 = 45.12\text{ kN/m}^2$$

- in corrispondenza del carico $q = 80\text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_d \times \phi_3 = 1.10 \times 80 / 5.10\text{m} \times 1.339 = 23.10\text{ kN/m}^2.$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari, con il suo valore massimo, maggiormente significativo.

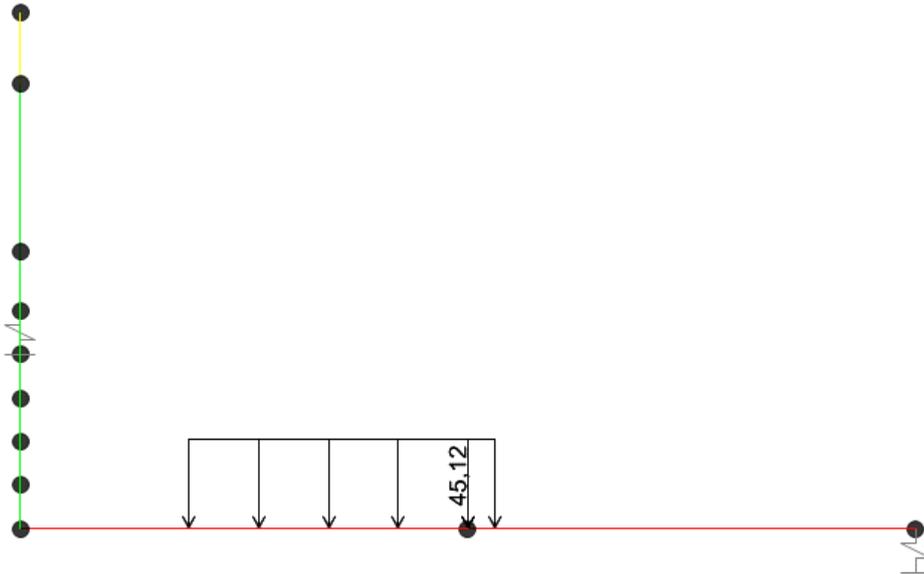


Figura 10-242 Load Case 10a LM71 SX

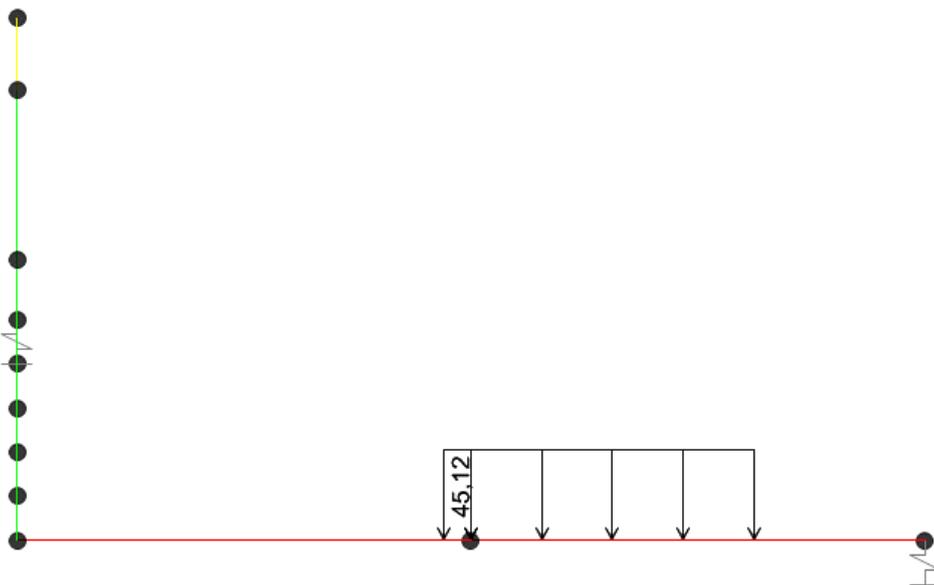


Figura 10-243 10b LM71 DX

In aggiunta al carico verticale, è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tener conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità di carico è pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$.

La variazione di carico dovuta al contributo dell'eccentricità si traduce in un momento flettente ottenuto moltiplicando il carico equivalente q_{equi} per il valore dell'eccentricità stessa:

$$M = q_{\text{equi}} \times e = 156,25 \text{ kN/m} \times 0,08 \text{ m} = 12,46 \text{ kNm/m}$$



Si determina quindi la variazione di pressione, equivalente al momento, da sommare o sottrarre al carico del treno uniformemente distribuito, essendo:

$$h = 5.10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2/6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 12.46/4.34 \times 1,1 \times 1,339 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

Si mostrano nelle seguenti immagini i carichi applicati dovuti all'eccentricità del carico.

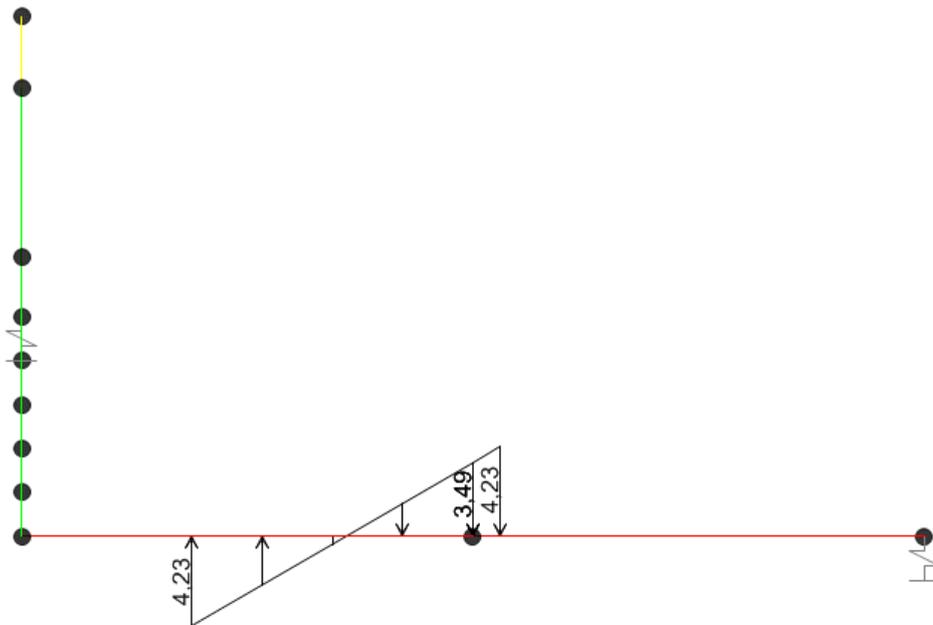


Figura 10-244 Load Case 10a LM71 SX ecc

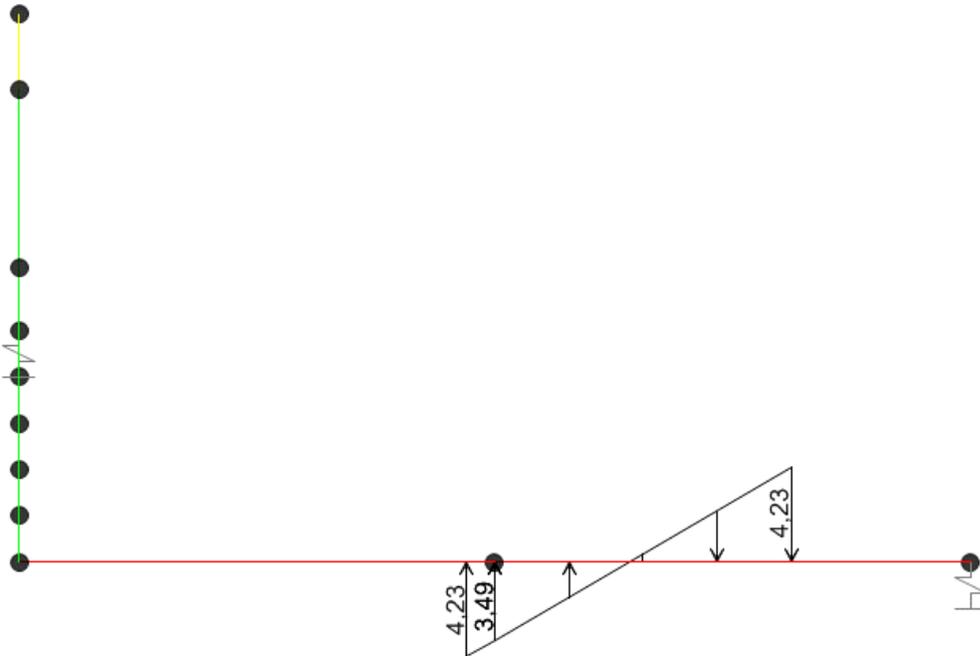


Figura 10-245 Load Case 10b LM71 DX ecc

Treno SW/2 (Load Cases 11a, 11b)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

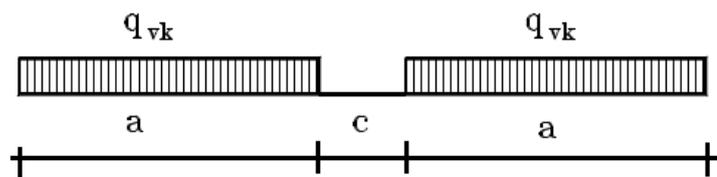


Figura 10-246 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 24 Caratteristiche Treni di Carico SW

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per i manufatti in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_3 = 150 / 5.10m \times 1.339 = 39.38 \text{ kN/m}^2$$

Si mostra nelle seguenti immagini il carico applicato, separato per i diversi binari.

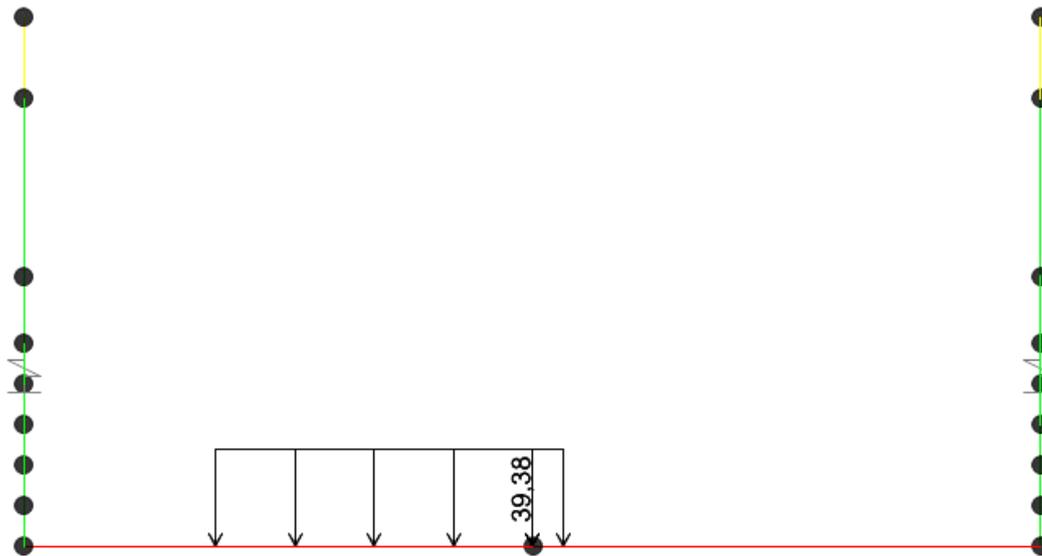


Figura 10-247 Load Case 11a SW/2 SX

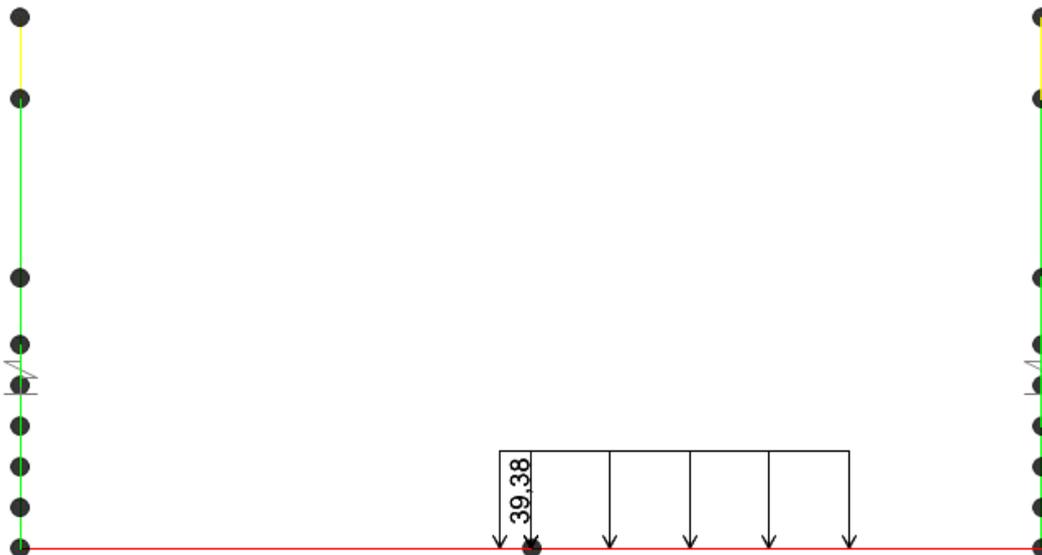


Figura 10-248 Load Case 11b SW/2 DX

10.10.8 Serpeggio (Load Cases 12a, 12b)

Si considera il serpeggio associato alla presenza dei convogli ferroviari. L'azione generata da un convoglio risulta pari a:

$$S = \pm 100kN \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale da serpeggio vale quindi:

$$q_{\text{serp}} = 110 \text{ kN} / (5.10 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}) = 7.84 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$h_s = 0.8 \text{ m} + 0.6 \text{ m} + 1.10 \text{ m} / 2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = S \times h_s = \pm 110 \text{ kN} \times 1.95 \text{ m} = \pm 214.5 \text{ kNm}$$

Il momento viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h = 5.10 \text{ m}$$

$$b = 2.75 \text{ m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 11.92 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\text{max}} = M/W = 209 \text{ kNm} / 11.92 \text{ m}^3 = 17.99 \text{ kN/m}^2$$

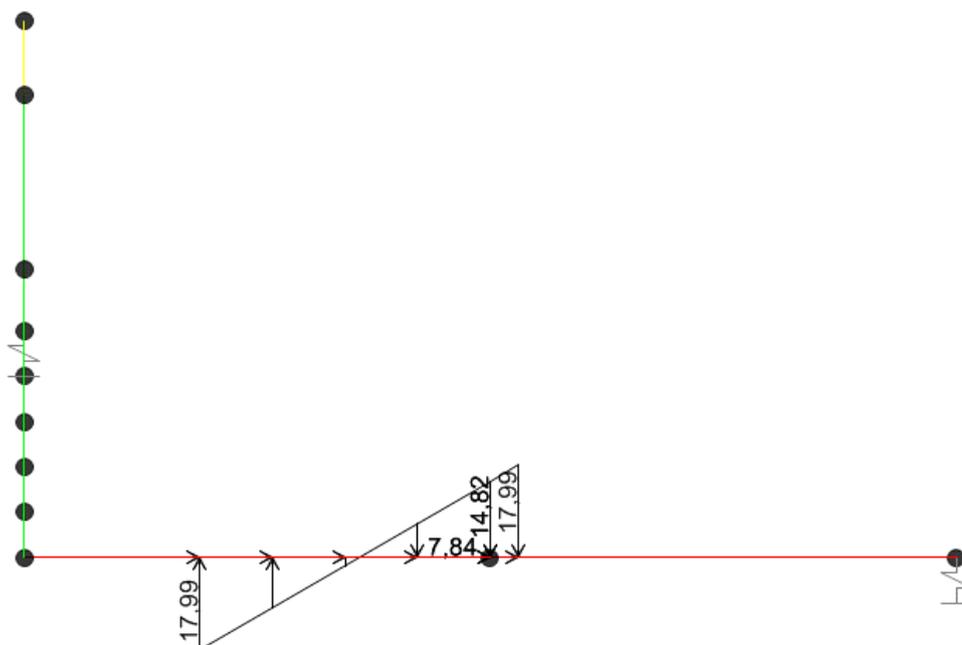


Figura 10-249 Load Case 12a SERPEGGIO SX

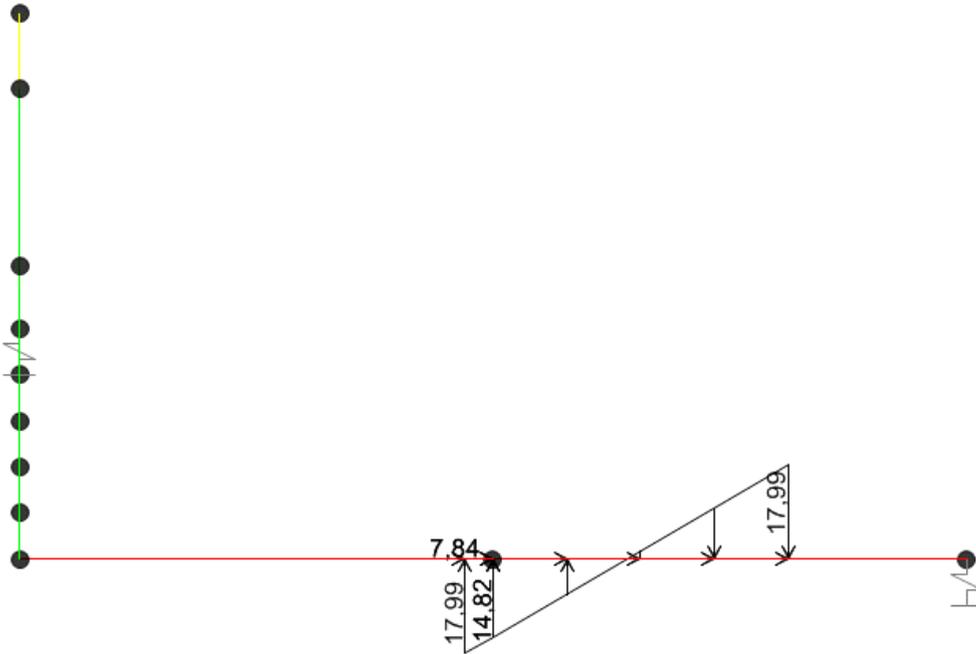


Figura 10-250 Load Case 12b SERPEGGIO DX

10.10.9 Sovraccarico variabile sui marciapiedi (13 MARCIAPIEDE)

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m^2 , senza considerare effetti dinamici. Questo carico non viene considerato contemporaneo al transito dei convogli ferroviari.

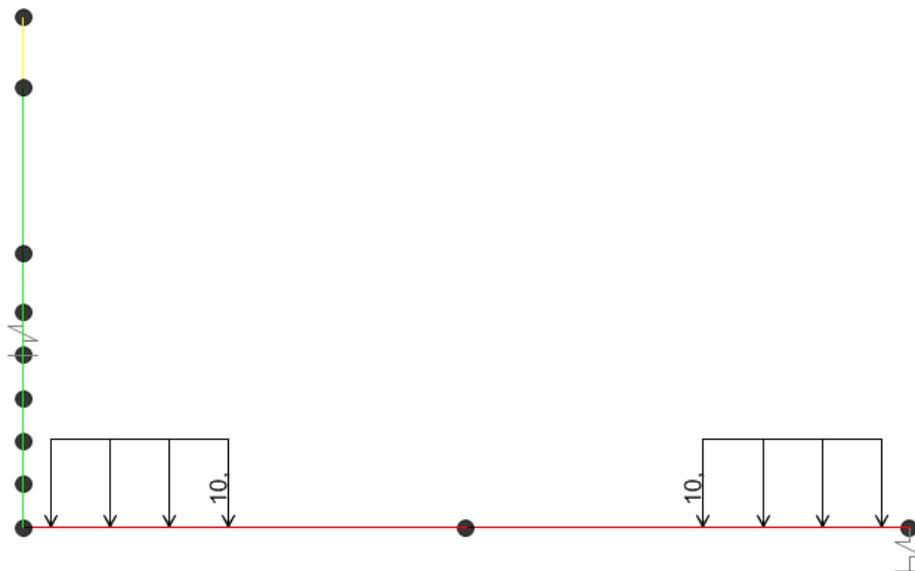


Figura 10-251 Load Case 13 MARCIAPIEDE

10.10.10 Spinta del sovraccarico (14 SOVRACCARICO SU TERRENO)

Il sovraccarico accidentale genera incrementi di spinta orizzontale nel terreno pari a:

$$p_1 = q \times k_0 = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.357 = 7.14 \text{ kN/m}^2$$

La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura. Nella seguente immagine si mostra l'applicazione del carico al modello di calcolo.

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$p_1 = 7.14 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 3.11 \text{ kN/m}^2$$



Figura 10-252 Load Case 14 SOVRACCARICO SU TERRENO

10.10.11 Azione eccezionale (15 Urto)

Nel caso del deragliamento all'interno della trincea si considera una forza agente ad 1,80m dal Piano Ferro ripartita su di una lunghezza pari a 7.5m, ottenuta ipotizzando una diffusione della forza dell'urto a 45° nel cls dal punto di applicazione della forza alla linea media della fondazione.

Distanza p.f. – linea media fondazione = 3.75m.

Lunghezza di ripartizione: $3.75\text{m} \times \tan(45^\circ) \times 2 = 7.5\text{m}$

$$F_t = 1500\text{kN}/7.5\text{m} = \mathbf{200 \text{ kN/m}}$$

Si precisa che l'azione dell'urto non risulta essere dimensionante per la sezione dell'opera in esame.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 235 di 361

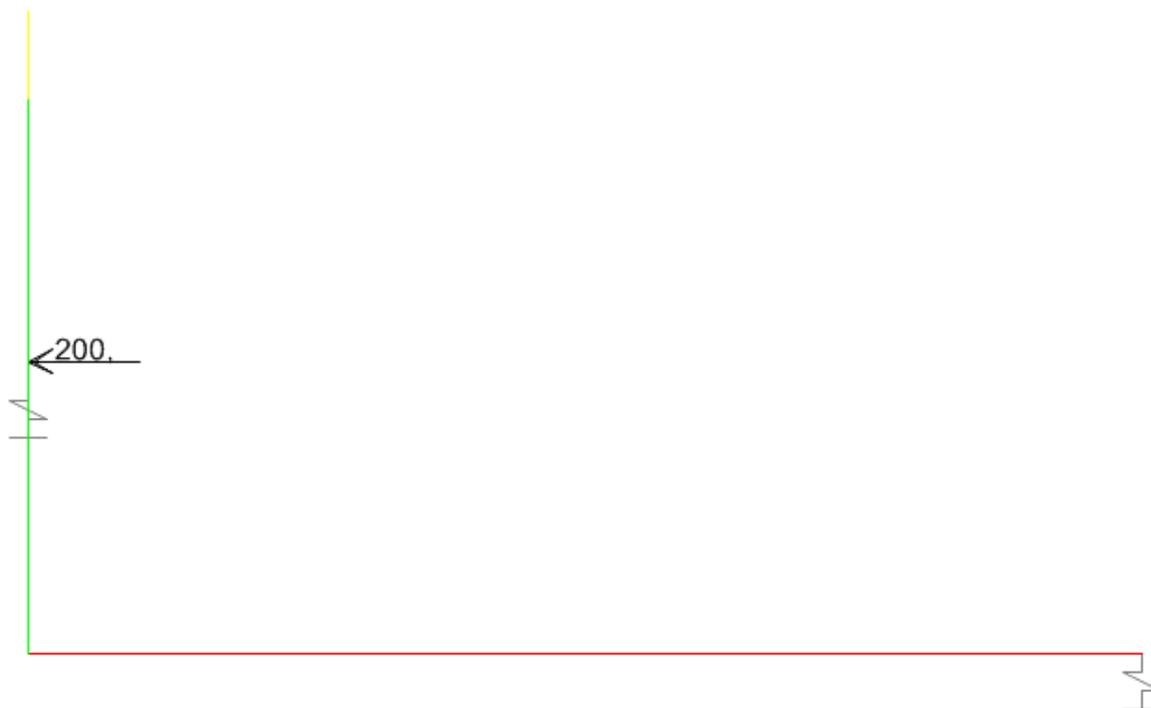


Figura 10-253 Load Case 15 URTO

10.10.12 Azione sismica (Load Cases 16÷20)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP_d per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove H è l'altezza del terreno, considerata pari a 7.4m (dalla linea media della fondazione).

La risultante di tale incremento di spinta (16 SPINTA SISMICA TERRE) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento H:

$$\Delta P_d = 0.314 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (7.4 \text{ m})^2 = 343.59 \text{ kN/m}$$

La risultante viene distribuita sull'altezza della trincea, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = \Delta P_d / H = 46.43 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene ripartito per mezzo del coefficiente r definito nel paragrafo 9.2.1, quindi si ha:

$$\sigma_{h,sism} = 46.43 \text{ kN/m}^2 \times 0.436 = 18.93 \text{ kN/m}^2$$

Si considera anche la spinta idrodinamica dell'acqua E_{ws} , definita nell'appendice E dell'Eurocodice 8:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H'^2 = 23.06 \text{ kN}$$

Dove H' è l'altezza del livello di falda dalla linea media della fondazione, pari a 3.55m.

La pressione idrodinamica orizzontale sul muro è calcolata secondo la nota formula di Westergaard:

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{hz}$$

Dove h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua:

z [m]	p_{wd} [kN/m ²]	Risult. [kN/m]	
0	0,00	0,55	
0,355	3,08	1,32	
0,71	4,36	1,72	
1,065	5,34	2,04	
1,42	6,16	2,32	
1,775	6,89	2,56	
2,13	7,55	2,79	
2,485	8,15	2,99	
2,84	8,72	3,19	
3,195	9,24	3,37	
3,55	9,74		
TOT		22,85	



Figura 10-254 Load case 16 SPINTA SISMICA TERRE

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_g$$



P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

L'inerzia delle strutture della trincea (17 INERZIA) viene automaticamente calcolata dal programma di calcolo applicando direttamente l'accelerazione sugli elementi strutturali interessati.

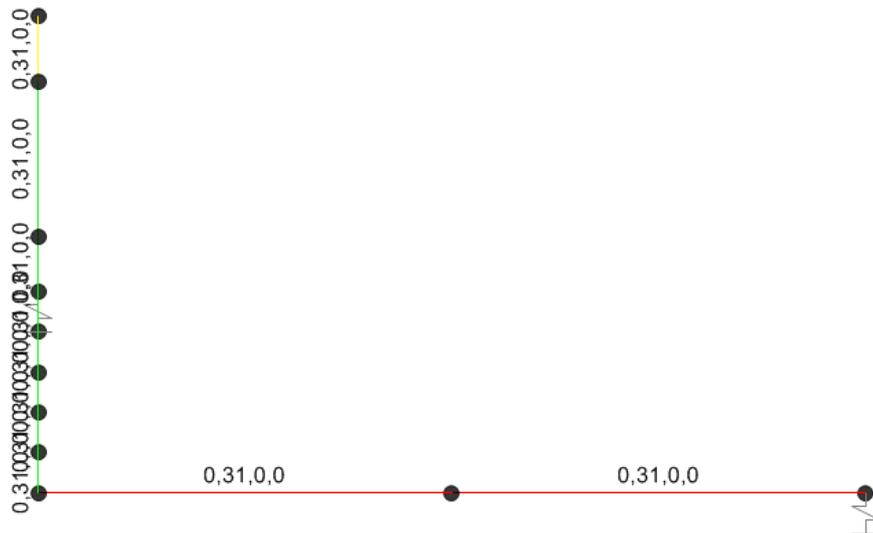


Figura 10-255Load Case 17 INERZIA

Sulla soletta inferiore sono presenti alternativamente i treni di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (18 INERZIA LM71 e 19 INERZIA SW/2).

Considerando che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 33.70 \times 0.20 \times 0.314 = \mathbf{2.11 \text{ kN/m}^2}$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto viene distribuito secondo delle pressioni equivalenti, essendo:

$$h_s = 0.8\text{m} + 0.6\text{m} + 1.10\text{m}/2 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{LM71,h} = 5.1\text{m} \times 1.95\text{m} \times 2.11\text{kN/m}^2 = 21.03 \text{ kNm/m}$$

$$h = 5.1\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$W = b \times h^2 / 6 = 4.34 \text{ m}^3$$

risulta:

$$p_{\max} = M/W = 21.03\text{kNm/m}/4.34\text{m}^3 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

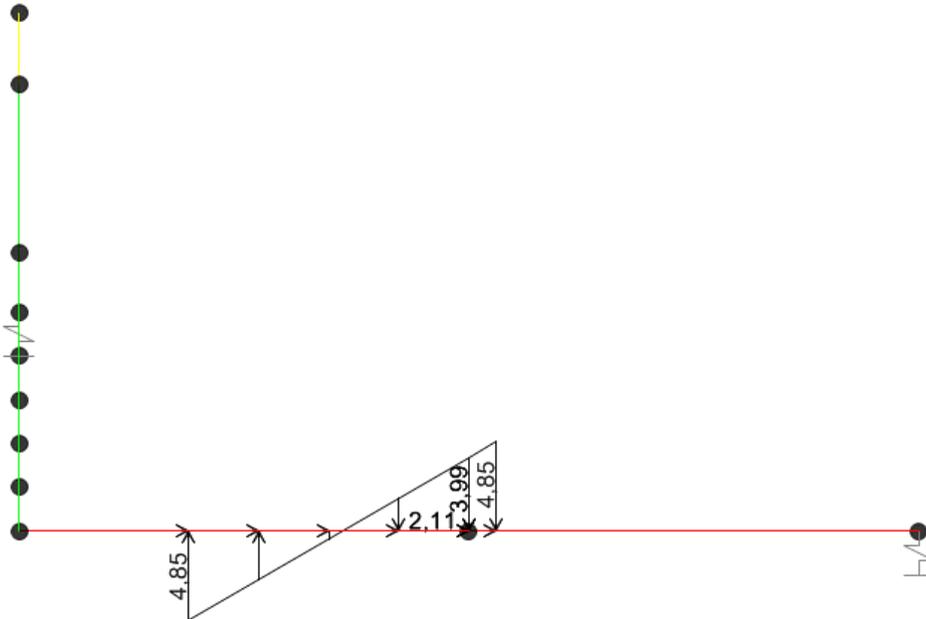


Figura 10-256 Load Case 18 INERZIA LM71

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 29.41 \text{ kN/m}^2 \times 0.20 \times 0.314 = 1.85 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è applicata al piano ferro; pertanto nel trasporto al piano medio della soletta nasce una coppia di trasporto. Il momento di trasporto vale:

$$M_s = L_d \times h_s \times \Delta p_{SW/2,h} = 5.1 \text{ m} \times 1.95 \text{ m} \times 1.85 \text{ kN/m}^2 = 18.35 \text{ kNm/m}$$

$$p_{\max} = M/W = 18.35 \text{ Nm/m} / 4.34 \text{ m}^3 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

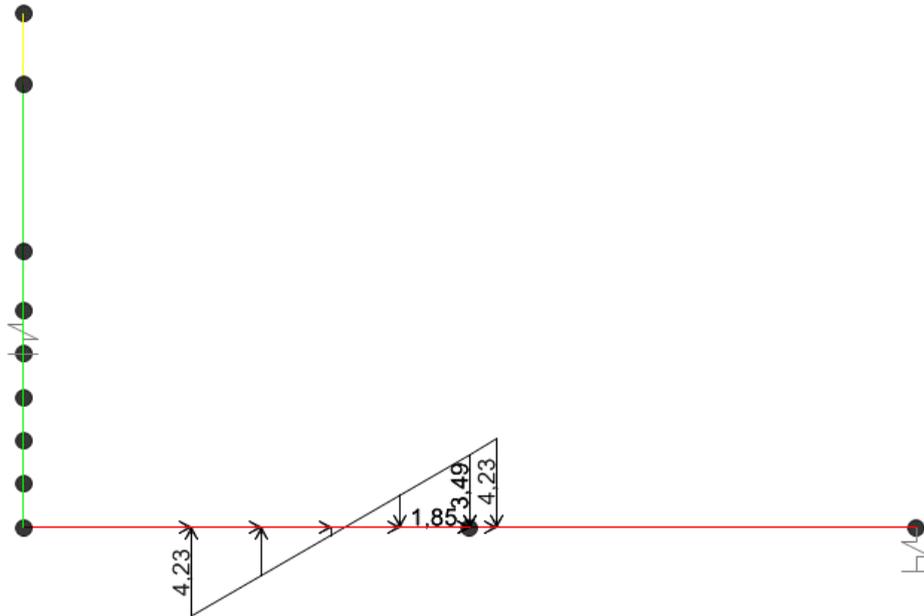


Figura 10-257 Load Case 19 INERZIA SW/2

10.10.13 Inerzia dei carichi permanenti (20 INERZIA PERMANENTI)

L'inerzia dei carichi di ballast, sub ballast, supercompattato, massetto e marciapiede è calcolata moltiplicando i carichi statici per l'accelerazione sismica.

La risultante dei carichi permanenti è:

$$R_{perm} = 27.31 \text{ kN/m}^2 \times 8\text{m} + 22.69 \text{ kN/m}^2 \times 3.02\text{m} \times 2 = 355.50 \text{ kN/m}$$

L'inerzia della risultante è:

$$I_{perm} = 355.50 \text{ kN/m} \times 0.314 = 111.53 \text{ kN/m}$$

L'inerzia distribuita sulla soletta di fondazione è:

$$I_{perm,distr} = 111.53 \text{ kN/m} / (8\text{m} + 2 \times 3.02\text{m}) = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
240 di
361

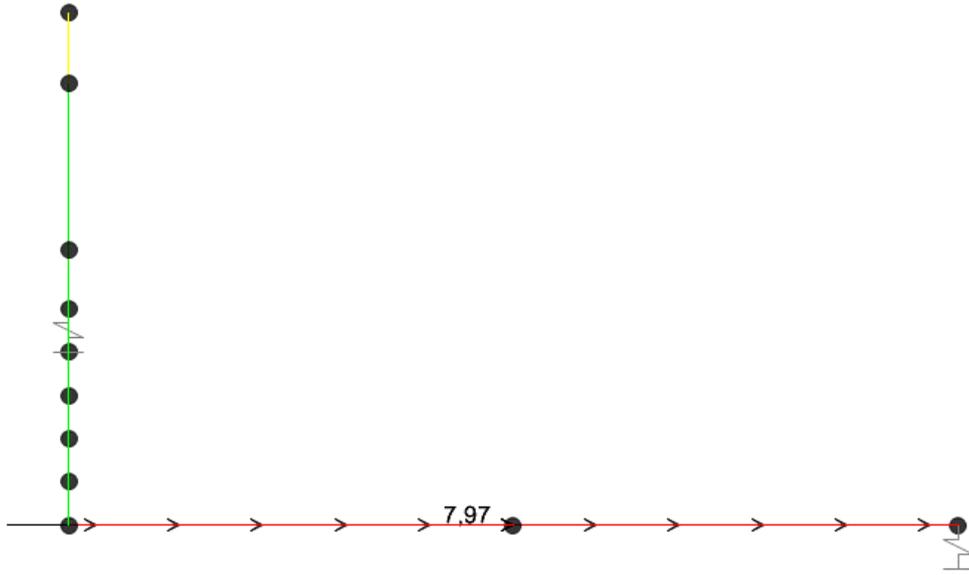


Figura 10-258 Load Case 20 INERZIA PERMANENTI

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 241 di 361

11 CRITERI DI VERIFICA

11.1 Riferimenti normativi

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV (NTC).

	Azioni verticali	Frenatura e avviamento	Serpeggio	
Gruppo 1	1	0.50	1.00	Rara e frequente
Gruppo 3	1(0,5)	1.00	0.50	Rara e frequente

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.2.VI (NTC), di seguito riportate.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 242 di 361

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI (NTC).

11.2 Condizioni e combinazioni di carico adottate

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

1 PESI PROPRI
2 PERMANENTI
3 SPINTA SX
4 SPINTA DX
4.5 FALDA
5 DT+
6 DT-
7 GRADT+
8 GRADT-
9 RITIRO
10a LM71 SX
10a LM71 SX ecc
10b LM71 DX
10b LM71 DX ecc
11a SW2 SX
11b SW2 DX
12a SERPEGGIO SX
12b SERPEGGIO DX
13 MARCIAPIEDE



14 SOVRACCARICO SU TERRENO

15 URTO

16 SPINTA SISMICA TERRE

17 INERZIA

18 INERZIA LM71

19 INERZIA SW2

20 INERZIA PERMANENTI

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro. I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

11.2.1 Combinazioni SLU

	1 PESI PROPRI	2 PERMANENTI	3 SPINTA SX	4 SPINTA DX	4.5 FALDA	5 DT+	6 DT-	7 GRADT+	8 GRADT-	9 RITIRO	10a LM71 SX	10a LM71 SX ecc	10b LM71 DX	10b LM71 DX ecc	11a SW2 SX	11b SW2 DX	12a SERPEGGIO SX	12b SERPEGGIO DX	13 MARCIAPIEDE	14 SOVRACCARICO SU TERRENO	15 URTO	16 SPINTA SISMICA TERRE	17 INERZIA	18 INERZIA LM71	19 INERZIA SW2	20 INERZIA PERMANENTI
SLU_1	1,35	1,5																								
SLU_2	1																									
SLU_3	1	1,5	1	1	1																					
SLU_4	1	1,5	1	1	1,35																					
SLU_5	1	1,5	1	1,35	1																					
SLU_6	1	1,5	1	1,35	1,35																					
SLU_7	1	1,5	1,35	1	1																					
SLU_8	1	1,5	1,35	1	1,35																					
SLU_9	1	1,5	1,35	1,35	1																					
SLU_10	1	1,5	1,35	1,35	1,35																					
SLU_11	1,35	1,5	1	1	1																					
SLU_12	1,35	1,5	1	1	1,35																					
SLU_13	1,35	1,5	1	1,35	1																					
SLU_14	1,35	1,5	1	1,35	1,35																					
SLU_15	1,35	1,5	1,35	1	1																					
SLU_16	1,35	1,5	1,35	1	1,35																					
SLU_17	1,35	1,5	1,35	1,35	1																					
SLU_18	1,35	1,5	1,35	1,35	1,35																					
SLU_19	1		1	1	1																					
SLU_20	1		1	1	1,35																					
SLU_21	1		1	1,35	1																					
SLU_22	1		1	1,35	1,35																					
SLU_23	1		1,35	1	1																					
SLU_24	1		1,35	1	1,35																					
SLU_25	1		1,35	1,35	1																					
SLU_26	1		1,35	1,35	1,35																					
SLU_27	1,35		1	1	1																					
SLU_28	1,35		1	1	1,35																					
SLU_29	1,35		1	1,35	1																					
SLU_30	1,35		1	1,35	1,35																					
SLU_31	1,35		1,35	1	1																					
SLU_32	1,35		1,35	1	1,35																					
SLU_33	1,35		1,35	1,35	1																					
SLU_34	1,35		1,35	1,35	1,35																					
SLU_35	1,35	1,5	1,35	1	1,35	1,5		1,5			1,16	1,16					1,16			1,2						



	1 PESI PROPRI	2 PERMANENTI	3 SPINTA SX	4 SPINTA DX	4.5 FALDA	5 DT+	6 DT-	7 GRADT+	8 GRADT-	9 RITIRO	10a LM71 SX	10a LM71 SX ecc	10b LM71 DX	10b LM71 DX ecc	11a SW2 SX	11b SW2 DX	12a SERPEGGIO SX	12b SERPEGGIO DX	13 MARCIAPIEDE	14 SOVRACCARICO SU TERRENO	15 URTO	16 SPINTA SISMICA TERRE	17 INERZIA	18 INERZIA LM71	19 INERZIA SW2	20 INERZIA PERMANENTI		
SLU_36	1,35	1,5	1,35	1	1,35	1,5		1,5			1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,2								
SLU_37	1,35	1,5	1,35	1	1,35	1,5		1,5							1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_38	1,35	1,5	1,35	1	1,35	1,5		1,5					1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_39	1,35	1,5	1,35	1	1,35		1,5	1,5		1,2	1,16	1,16					1,16			1,2								
SLU_40	1,35	1,5	1,35	1	1,35		1,5	1,5		1,2	1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,2								
SLU_41	1,35	1,5	1,35	1	1,35		1,5	1,5		1,2					1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_42	1,35	1,5	1,35	1	1,35		1,5	1,5		1,2			1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_43	1,35	1,5	1,35	1	1,35	1,5		1,5											1,2	1,2								
SLU_44	1,35	1,5	1,35	1	1,35		1,5	1,5		1,2									1,2	1,2								
SLU_45	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9			1,45	1,45					1,45			1,2								
SLU_46	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9			1,45	1,45	1,45	1,45			1,45	1,45		1,2								
SLU_47	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9							1,45		1,45			1,2								
SLU_48	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9					1,45	1,45	1,45		1,45	1,45		1,2								
SLU_49	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2	1,45	1,45					1,45			1,2								
SLU_50	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2	1,45	1,45	1,45	1,45			1,45	1,45		1,2								
SLU_51	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2					1,45		1,45			1,2								
SLU_52	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2			1,45	1,45	1,45		1,45	1,45		1,2								
SLU_53	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9											1,5	1,2								
SLU_54	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2									1,5	1,2								
SLU_55	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9			1,16	1,16					1,16			1,2								
SLU_56	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9			1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,2								
SLU_57	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9							1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_58	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9					1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_59	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2	1,16	1,16					1,16			1,2								
SLU_60	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2	1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,2								
SLU_61	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2					1,16		1,16			1,2								
SLU_62	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2			1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_63	1,35	1,5	1,35	1	1,35	0,9		0,9											1,2	1,2								
SLU_64	1,35	1,5	1,35	1	1,35		0,9	0,9		1,2									1,2	1,2								
SLU_65	1,35	1,5	1,35	1	1,35	1,5		1,5																				
SLU_66	1,35	1,5	1,35	1	1,35		1,5	1,5																				
SLU_67	1,35	1,5	1,35	1	1,35						1,45	1,45																
SLU_68	1,35	1,5	1,35	1	1,35						1,45	1,45	1,45	1,45														
SLU_69	1,35	1,5	1,35	1	1,35										1,45													
SLU_70	1,35	1,5	1,35	1	1,35								1,45	1,45	1,45													
SLU_71	1,35	1,5	1,35	1		1,5		1,5			1,16	1,16					1,16			1,2								
SLU_72	1,35	1,5	1,35	1		1,5		1,5			1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,2								
SLU_73	1,35	1,5	1,35	1		1,5		1,5							1,16		1,16			1,2								
SLU_74	1,35	1,5	1,35	1		1,5		1,5					1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_75	1,35	1,5	1,35	1			1,5	1,5		1,2	1,16	1,16					1,16			1,2								
SLU_76	1,35	1,5	1,35	1			1,5	1,5		1,2	1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,2								
SLU_77	1,35	1,5	1,35	1			1,5	1,5		1,2					1,16		1,16			1,2								
SLU_78	1,35	1,5	1,35	1			1,5	1,5		1,2			1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,2								
SLU_79	1,35	1,5	1,35	1		1,5		1,5											1,2	1,2								
SLU_80	1,35	1,5	1,35	1			1,5	1,5		1,2									1,2	1,2								
SLU_81	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9			1,45	1,45					1,45			1,2								
SLU_82	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9			1,45	1,45	1,45	1,45			1,45	1,45		1,2								
SLU_83	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9							1,45		1,45			1,2								
SLU_84	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9					1,45	1,45	1,45		1,45	1,45		1,2								
SLU_85	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2	1,45	1,45					1,45			1,2								
SLU_86	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2	1,45	1,45	1,45	1,45			1,45	1,45		1,2								
SLU_87	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2					1,45		1,45			1,2								
SLU_88	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2			1,45	1,45	1,45		1,45	1,45		1,2								
SLU_89	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9											1,5	1,2								
SLU_90	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2									1,5	1,2								
SLU_91	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9			1,16	1,16					1,16			1,2								
SLU_92	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9			1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,2								
SLU_93	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9							1,16		1,16			1,2								
SLU_94	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9					1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,2								



	1 PESI PROPRI	2 PERMANENTI	3 SPINTA SX	4 SPINTA DX	4.5 FALDA	5 DT+	6 DT-	7 GRADT+	8 GRADT-	9 RITIRO	10a LM71 SX	10a LM71 SX ecc	10b LM71 DX	10b LM71 DX ecc	11a SW2 SX	11b SW2 DX	12a SERPEGGIO SX	12b SERPEGGIO DX	13 MARCIAPIEDE	14 SOVRACCARICO SU TERRENO	15 URTO	16 SPINTA SISMICA TERRE	17 INERZIA	18 INERZIA LM71	19 INERZIA SW2	20 INERZIA PERMANENTI
SLU_95	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2	1,16	1,16					1,16			1,5						
SLU_96	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2	1,16	1,16	1,16	1,16			1,16	1,16		1,5						
SLU_97	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2					1,16		1,16			1,5						
SLU_98	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2			1,16	1,16	1,16		1,16	1,16		1,5						
SLU_99	1,35	1,5	1,35	1		0,9		0,9											1,2	1,5						
SLU_100	1,35	1,5	1,35	1			0,9	0,9		1,2									1,2	1,5						
SLU_101	1,35	1,5	1,35	1		1,5		1,5																		
SLU_102	1,35	1,5	1,35	1			1,5	1,5																		
SLU_103	1,35	1,5	1,35	1							1,45	1,45														
SLU_104	1,35	1,5	1,35	1							1,45	1,45	1,45	1,45												
SLU_105	1,35	1,5	1,35	1											1,45											
SLU_106	1,35	1,5	1,35	1									1,45	1,45	1,45											

11.2.2 Combinazioni SLV

	1 PESI PROPRI	2 PERMANENTI	3 SPINTA SX	4 SPINTA DX	4.5 FALDA	5 DT+	6 DT-	7 GRADT+	8 GRADT-	9 RITIRO	10a LM71 SX	10a LM71 SX ecc	10b LM71 DX	10b LM71 DX ecc	11a SW2 SX	11b SW2 DX	12a SERPEGGIO SX	12b SERPEGGIO DX	13 MARCIAPIEDE	14 SOVRACCARICO SU TERRENO	15 URTO	16 SPINTA SISMICA TERRE	17 INERZIA	18 INERZIA LM71	19 INERZIA SW2	20 INERZIA PERMANENTI
sismica_1	1	1	1	1	1																	1	1			1
sismica_2	1	1	1	1	1	0,5		0,5			0,2	0,2					0,2			0,2		1	1	1		1
sismica_3	1	1	1	1	1	0,5		0,5			0,2	0,2	0,2	0,2			0,2	0,2		0,2		1	1	1		1
sismica_4	1	1	1	1	1	0,5		0,5							0,2		0,2			0,2		1	1		1	1
sismica_5	1	1	1	1	1	0,5		0,5					0,2	0,2	0,2		0,2	0,2		0,2		1	1		1	1
sismica_6	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1	0,2	0,2					0,2			0,2		1	1	1		1
sismica_7	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1	0,2	0,2	0,2	0,2			0,2	0,2		0,2		1	1	1		1
sismica_8	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1			0,2	0,2	0,2		0,2	0,2		0,2		1	1	1		1
sismica_9	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1			0,2	0,2	0,2		0,2	0,2		0,2		1	1		1	1
sismica_10	1	1	1	1	1	0,5		0,5														1	1			1
sismica_11	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1												1	1			1
sismica_12	1	1	1	1	1						0,2	0,2					0,2					1	1	1		1
sismica_13	1	1	1	1	1						0,2	0,2	0,2	0,2			0,2	0,2				1	1	1		1
sismica_14	1	1	1	1	1										0,2		0,2					1	1		1	1
sismica_15	1	1	1	1	1								0,2	0,2	0,2		0,2	0,2				1	1		1	1
sismica_16	1	1	1	1	1																	1	1		1	1
sismica_17	1	1	1	1	1	0,5		0,5			0,2	0,2					0,2			0,2		1	1	1		1
sismica_18	1	1	1	1	1	0,5		0,5			0,2	0,2	0,2	0,2			0,2	0,2		0,2		1	1	1		1
sismica_19	1	1	1	1	1	0,5		0,5							0,2		0,2			0,2		1	1		1	1
sismica_20	1	1	1	1	1	0,5		0,5					0,2	0,2	0,2		0,2	0,2		0,2		1	1		1	1
sismica_21	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1	0,2	0,2					0,2			0,2		1	1	1		1
sismica_22	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1	0,2	0,2	0,2	0,2			0,2	0,2		0,2		1	1	1		1
sismica_23	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1					0,2		0,2			0,2		1	1		1	1
sismica_24	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1			0,2	0,2	0,2		0,2	0,2		0,2		1	1		1	1
sismica_25	1	1	1	1	1	0,5		0,5														1	1			1
sismica_26	1	1	1	1	1		0,5	0,5		1												1	1			1
sismica_27	1	1	1	1	1						0,2	0,2					0,2					1	1	1		1
sismica_28	1	1	1	1	1						0,2	0,2	0,2	0,2			0,2	0,2				1	1	1		1



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 248 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

12 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito i principali risultati ottenuti dal modello di calcolo.

12.1 Sollecitazioni TR01 sez. A

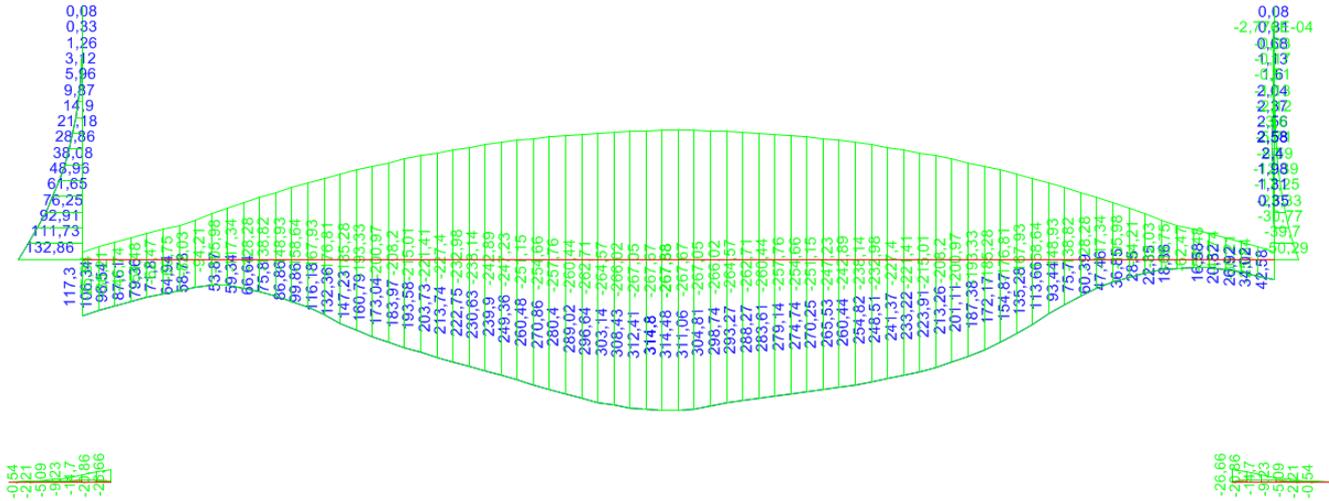


Figura 12-1 Involupto Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV

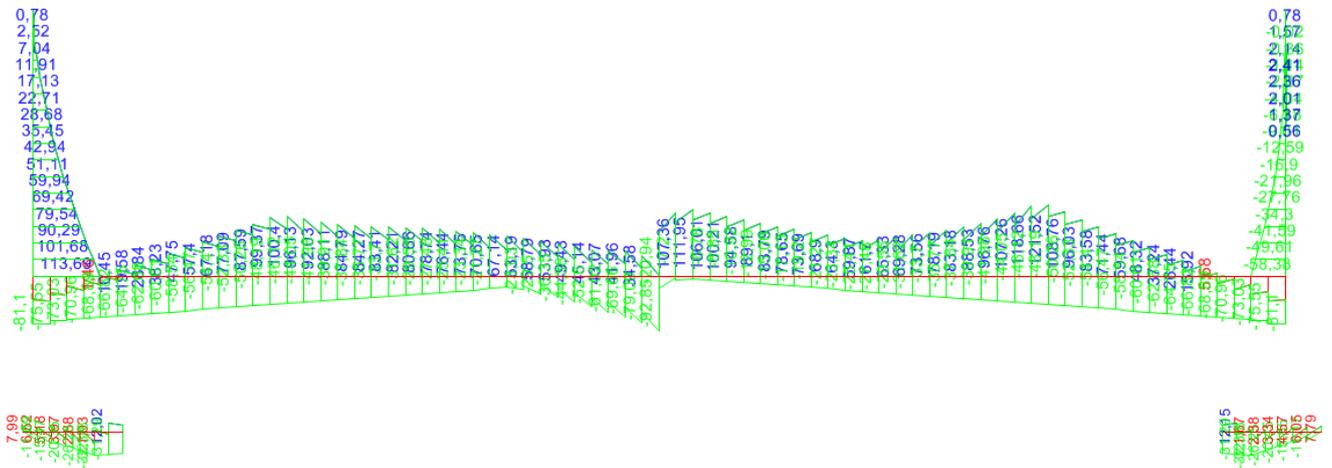


Figura 12-2 Involupto Taglio [kN/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 249 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------



Figura 12-3 Involuppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV

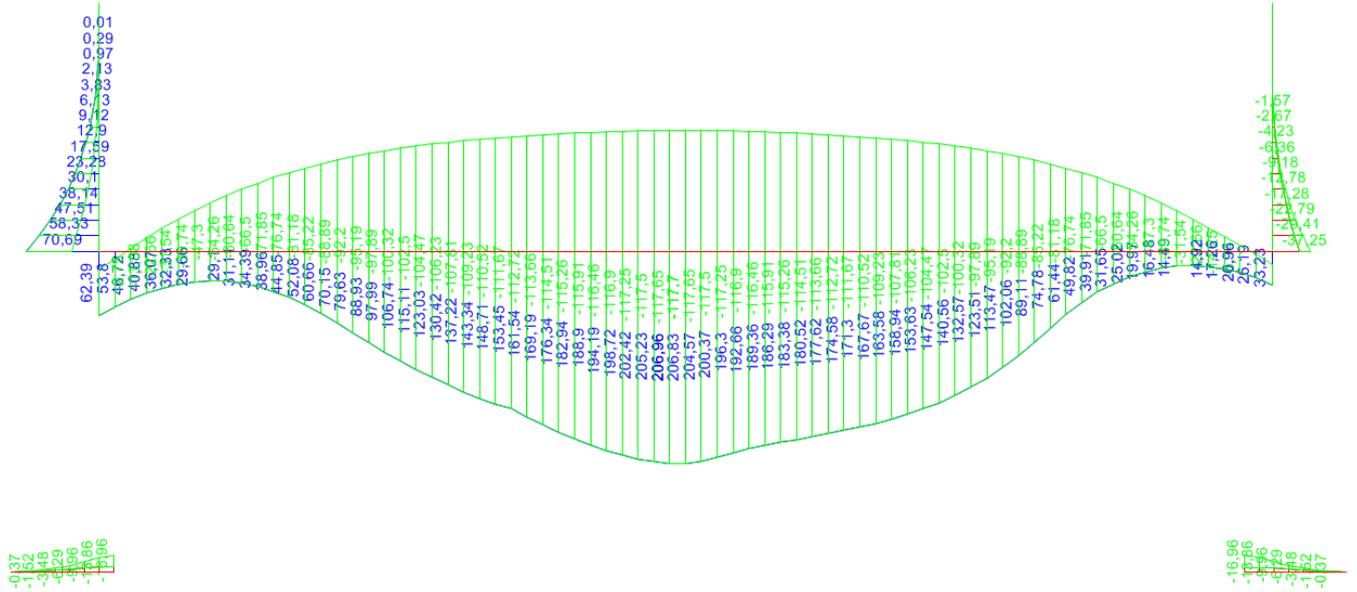


Figura 12-4 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
250 di
361

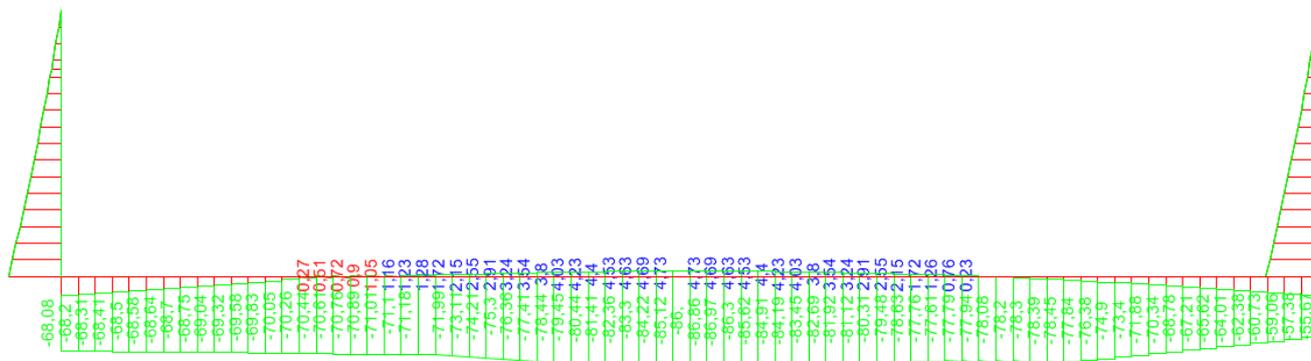


Figura 12-5 Involuppo Azione Assiale [kN/m] SLE Rara



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 251 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

12.2 Sollecitazioni TR01 sez. B

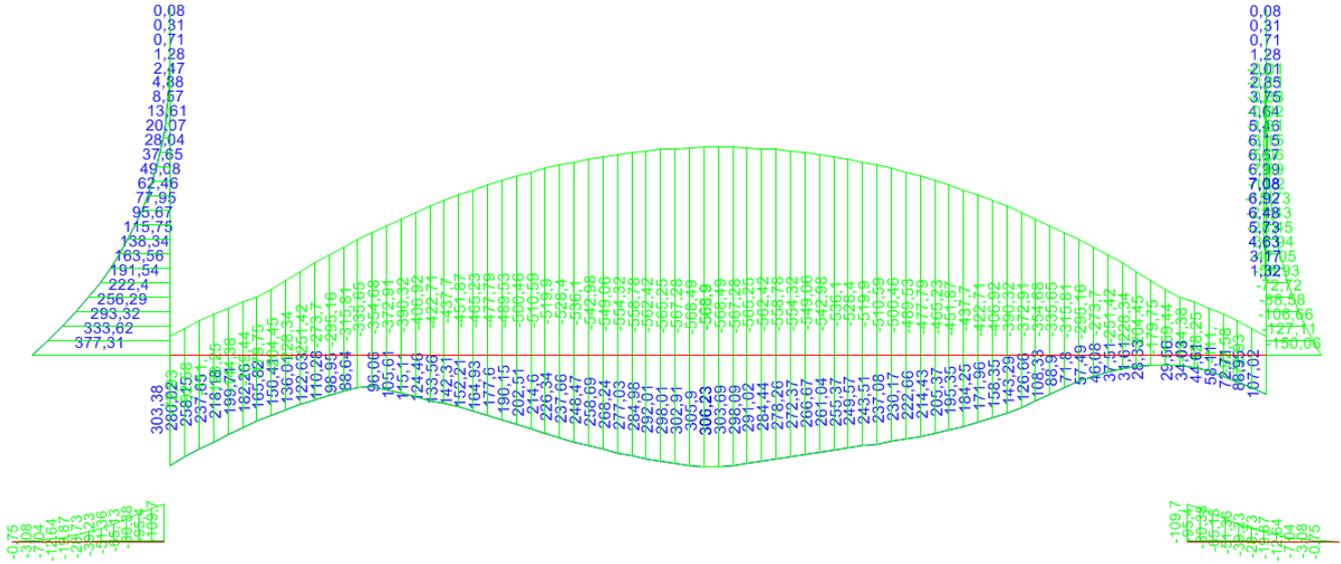


Figura 12-6 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV

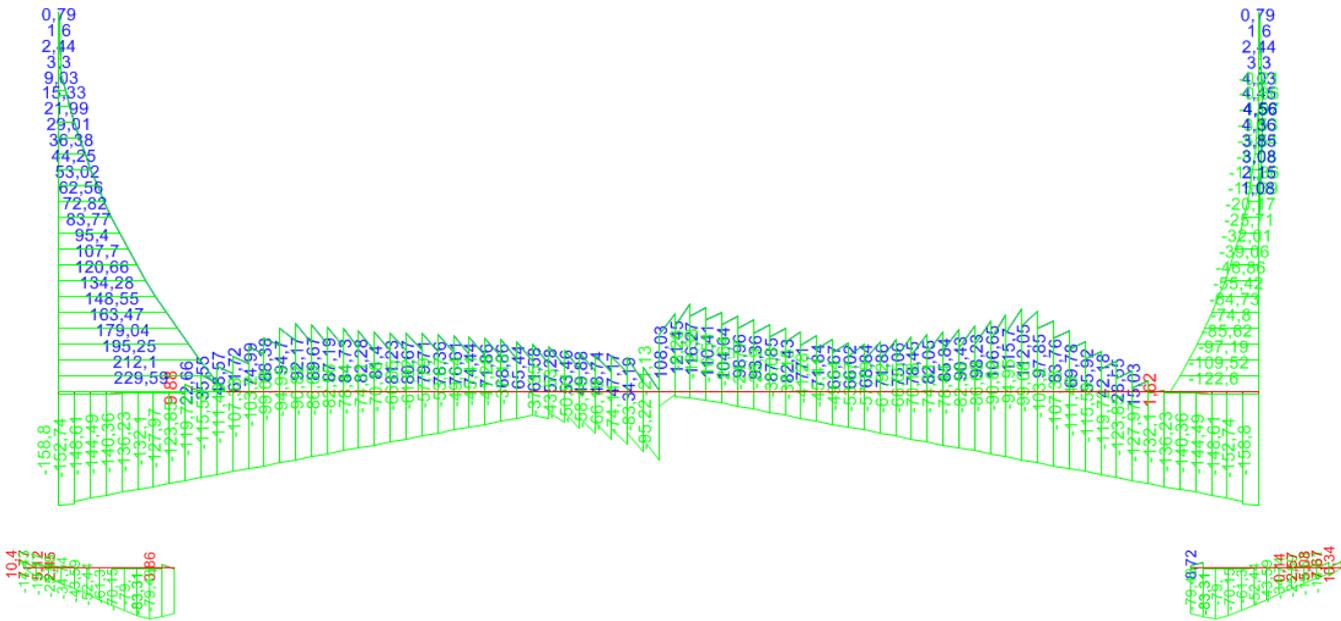


Figura 12-7 Involuppo Taglio [kN/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 252 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

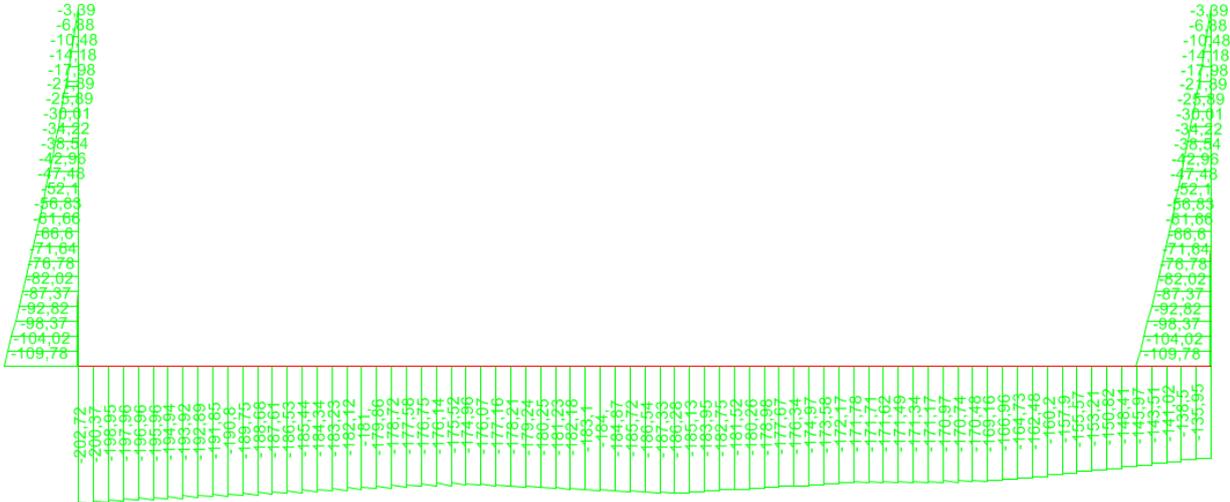


Figura 12-8 Involuppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV

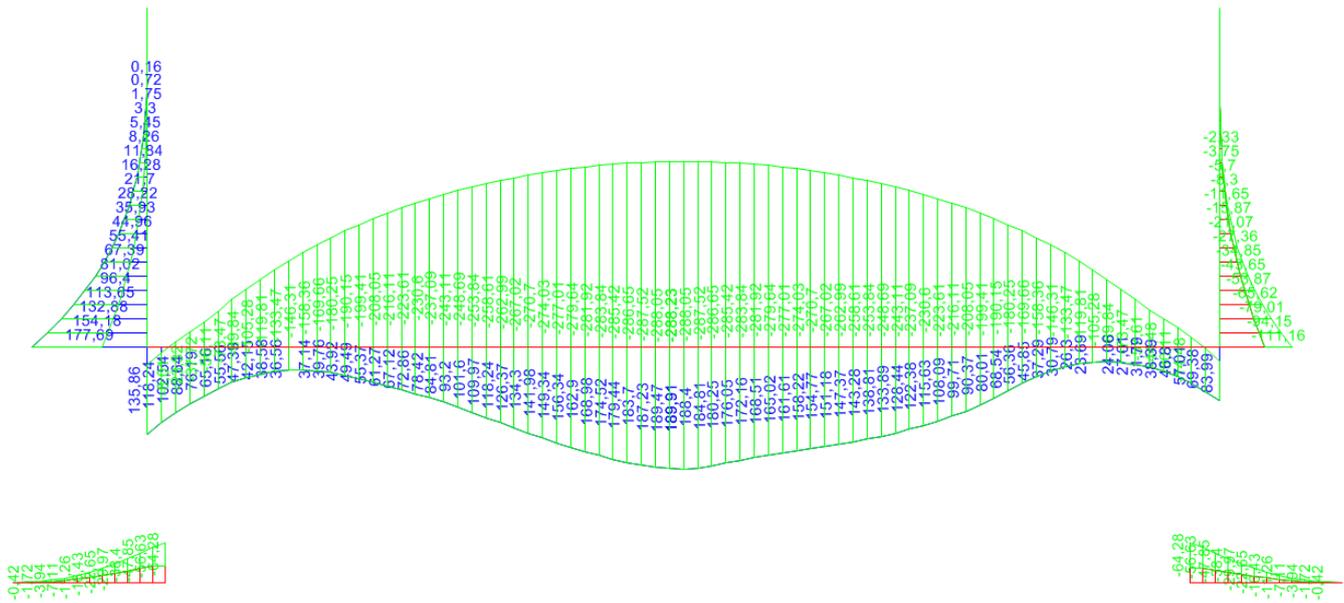
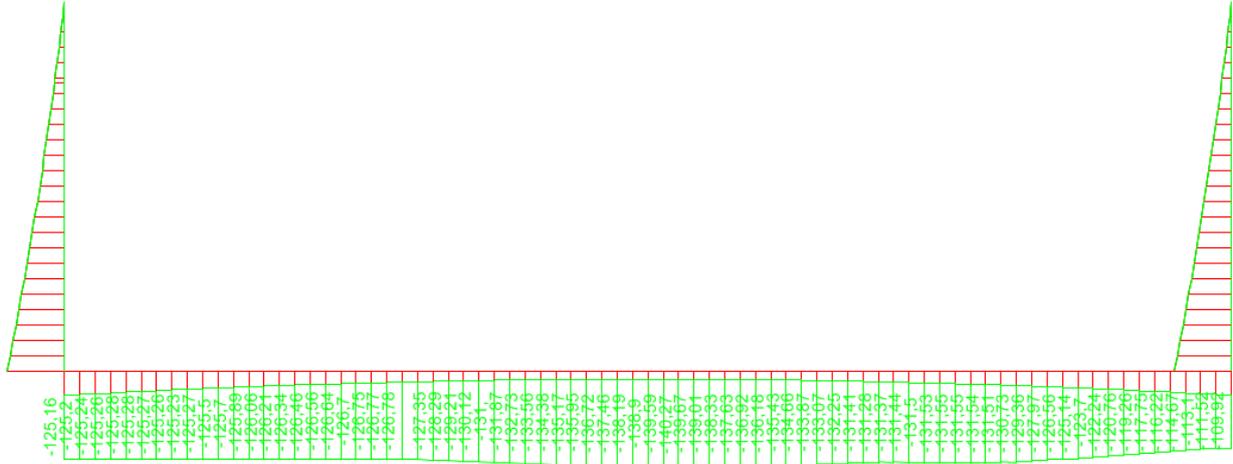


Figura 12-9 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 253 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------





Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 254 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

12.3 Sollecitazioni TR02 sez. A

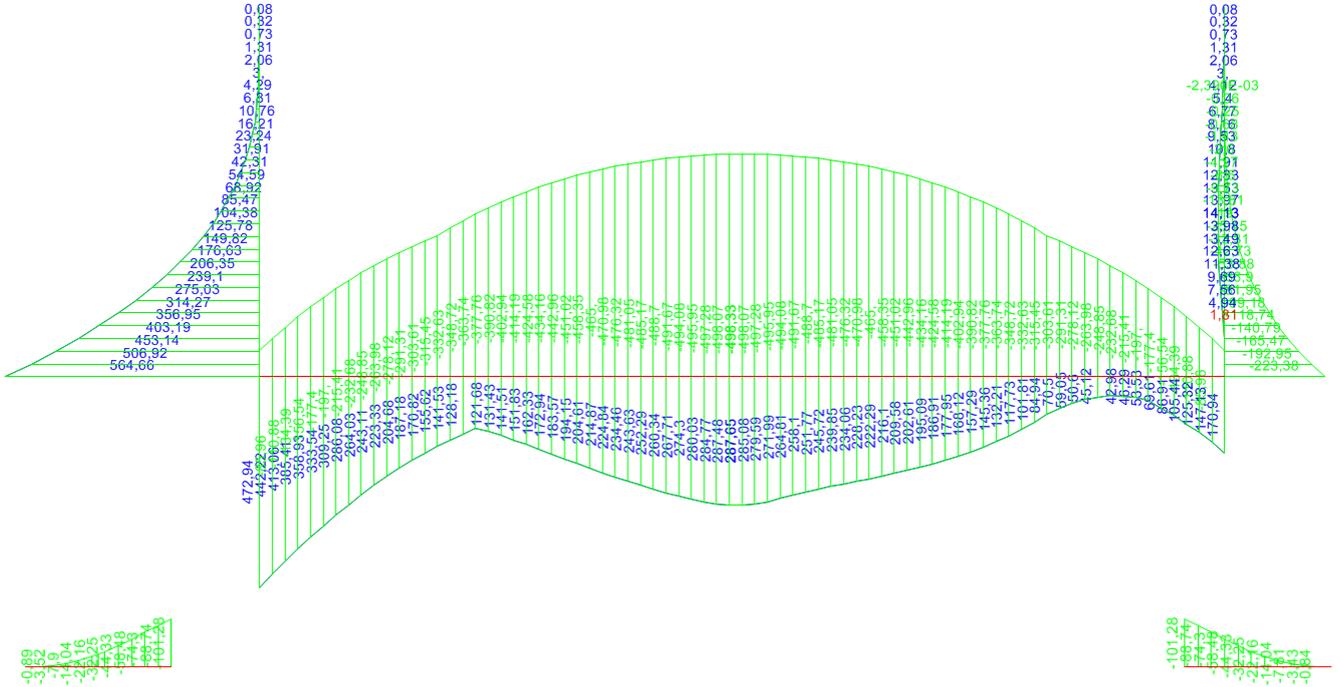


Figura 12-11 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV

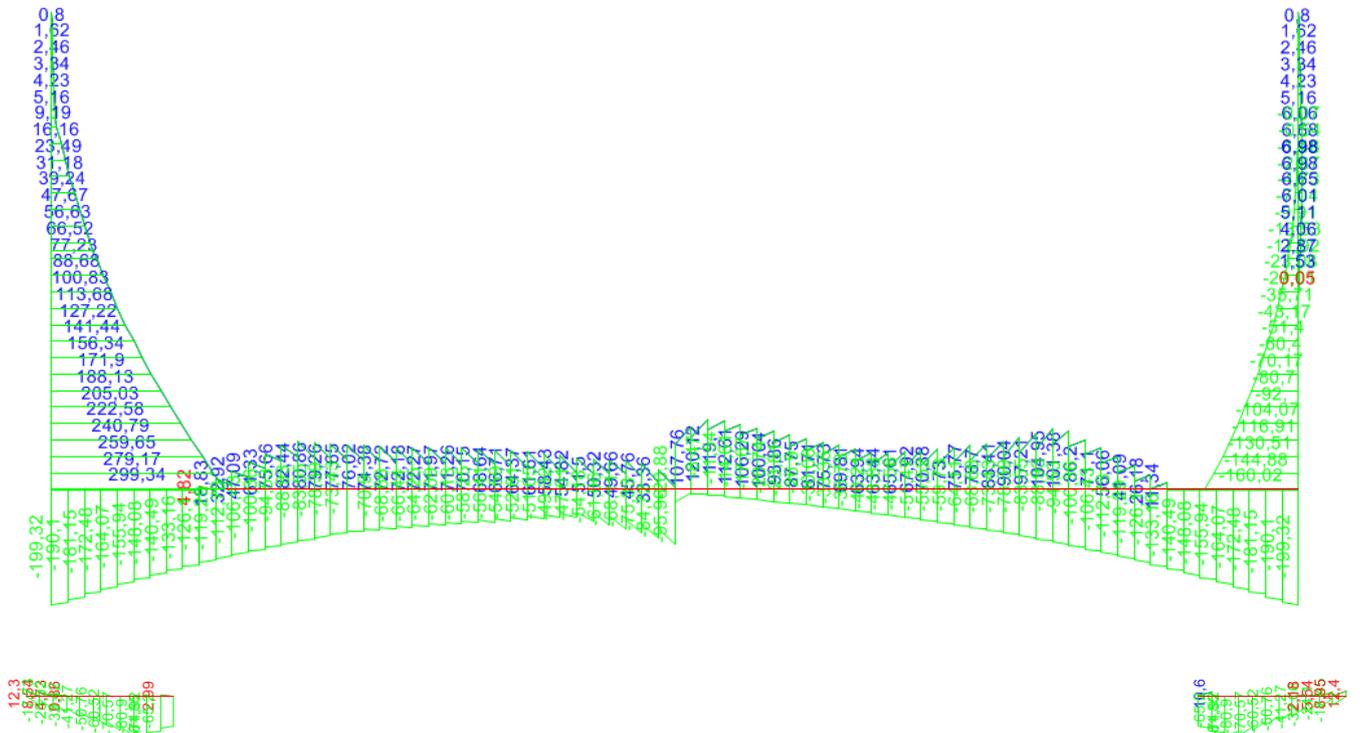


Figura 12-12 Involuppo Taglio [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 255 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

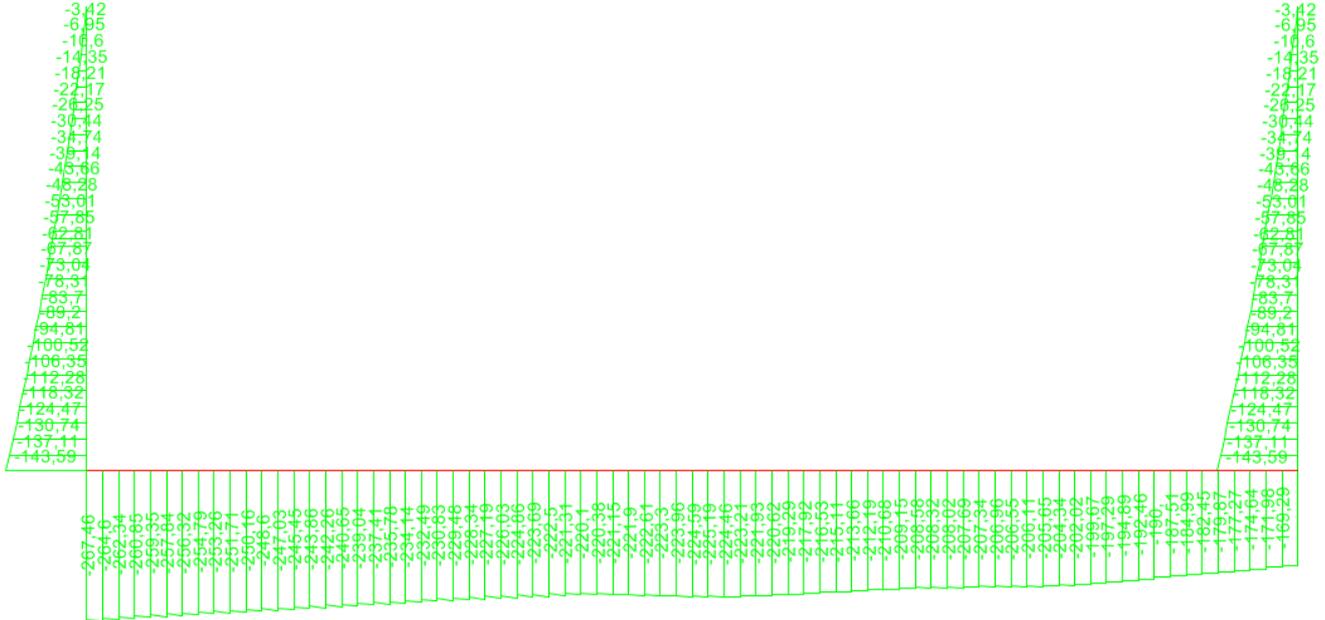


Figura 12-13 Involuppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV

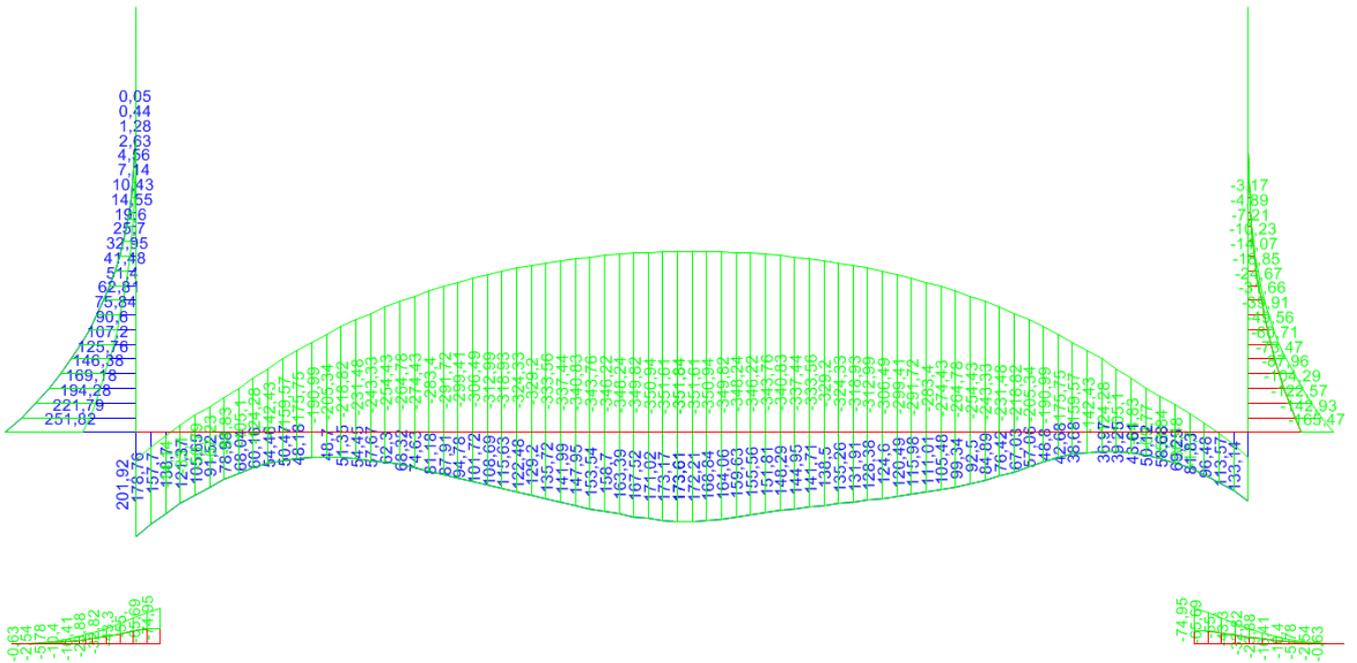


Figura 12-14 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 257 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

12.4 Sollecitazioni TR02 sez. B

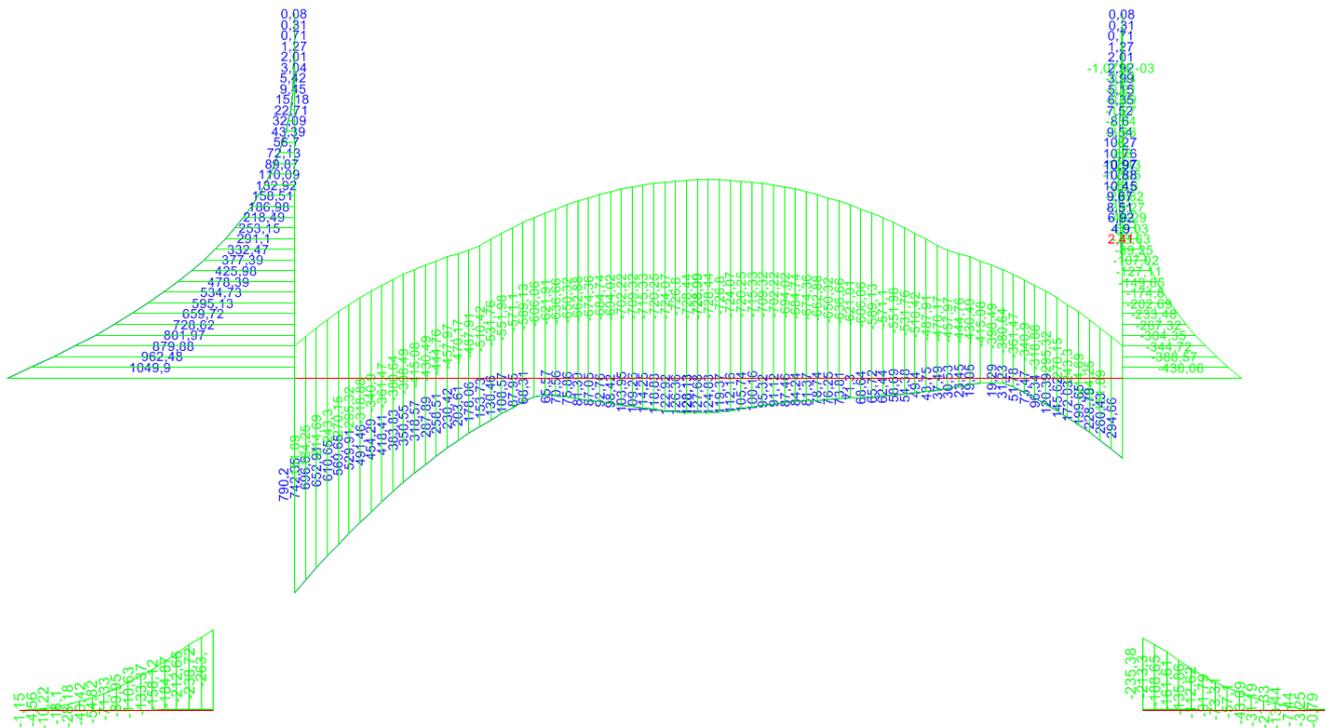


Figura 12-16 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 258 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

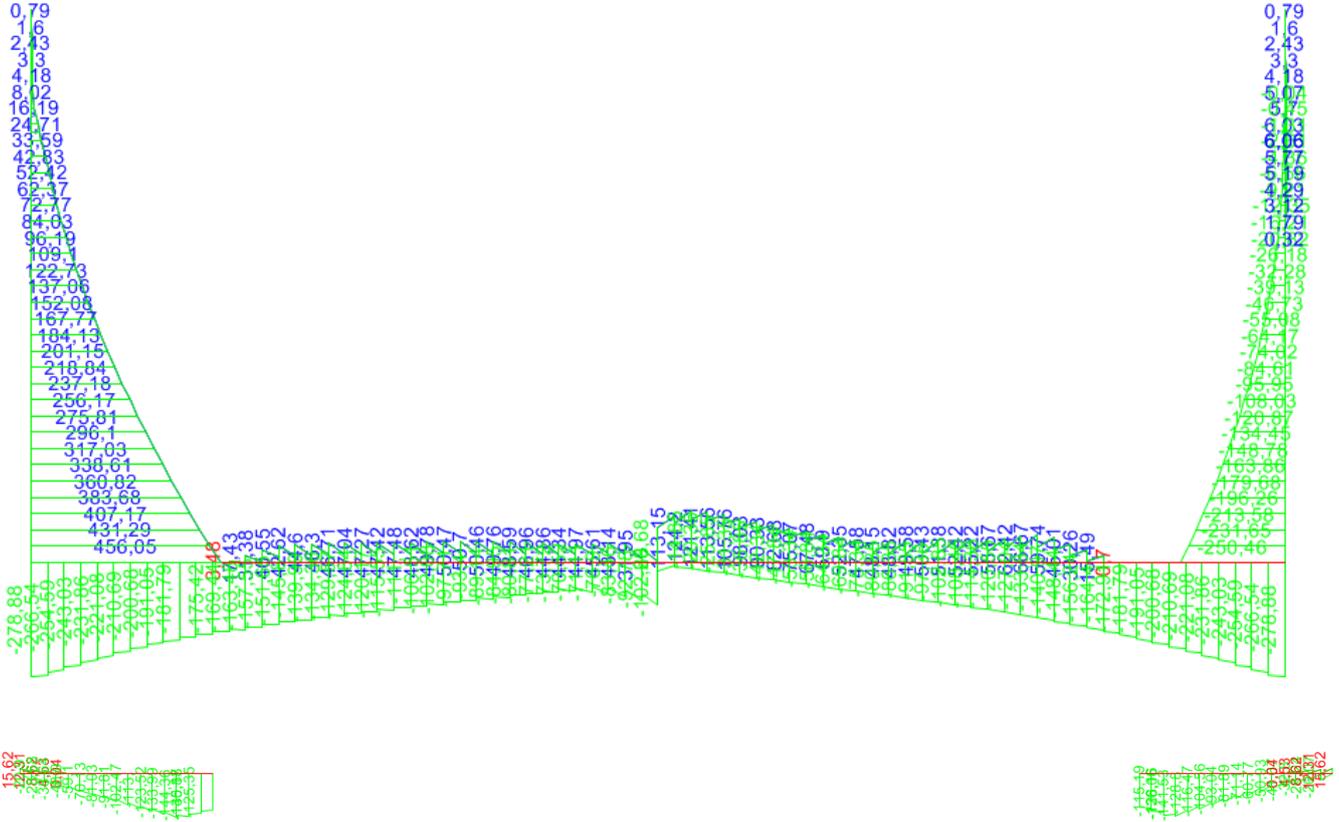


Figura 12-17 Inviluppo Taglio [kN/m] SLU – SLV

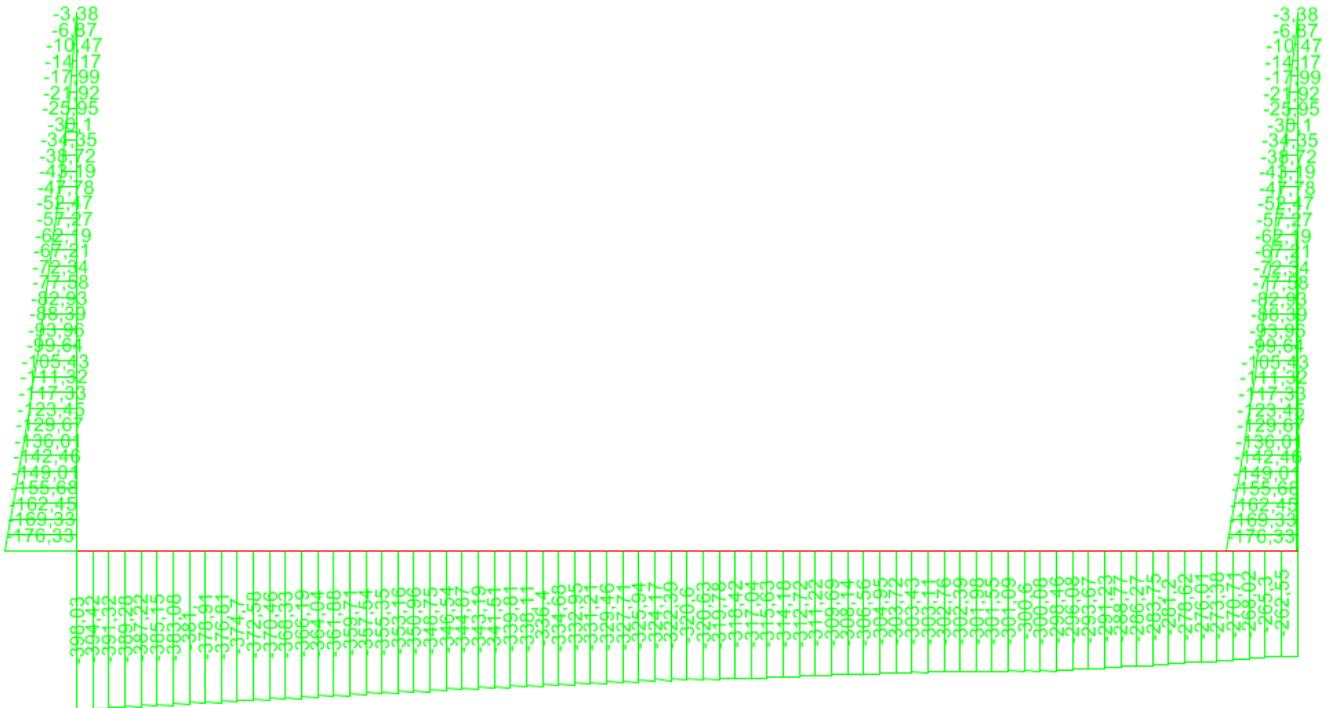


Figura 12-18 Inviluppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 259 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

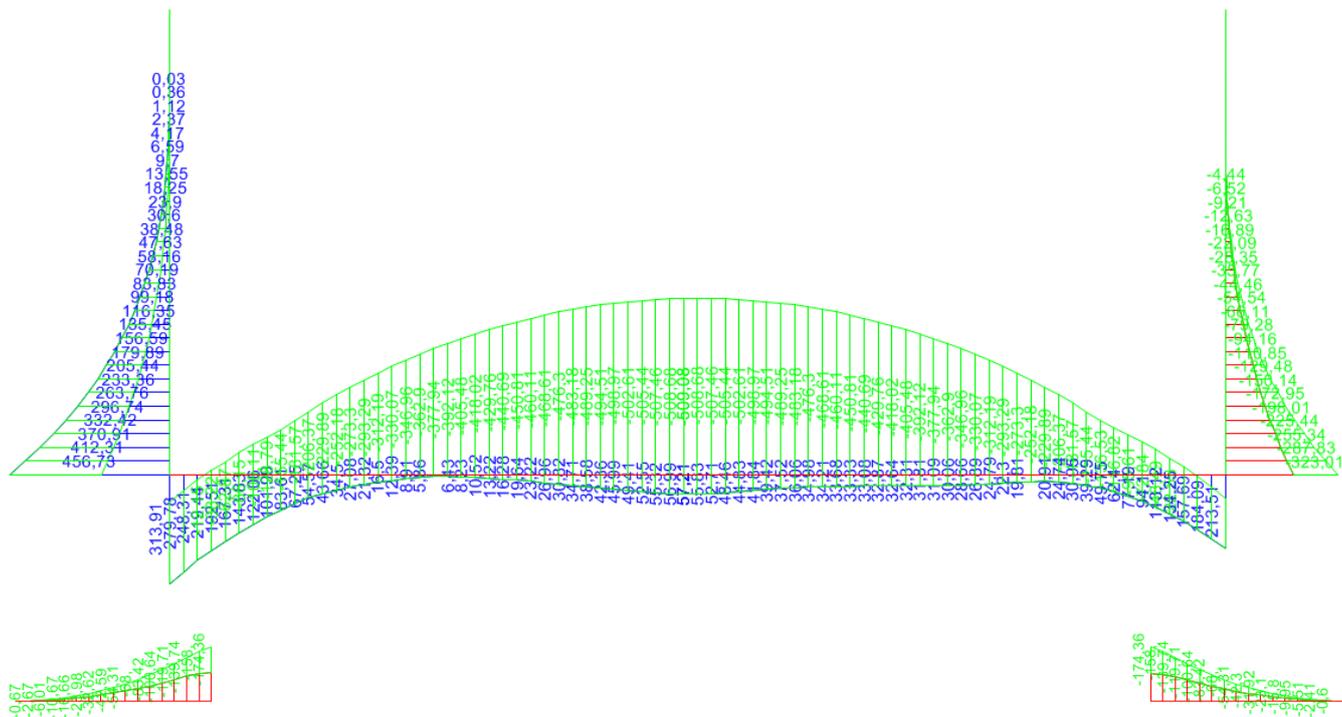


Figura 12-19 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
260 di
361

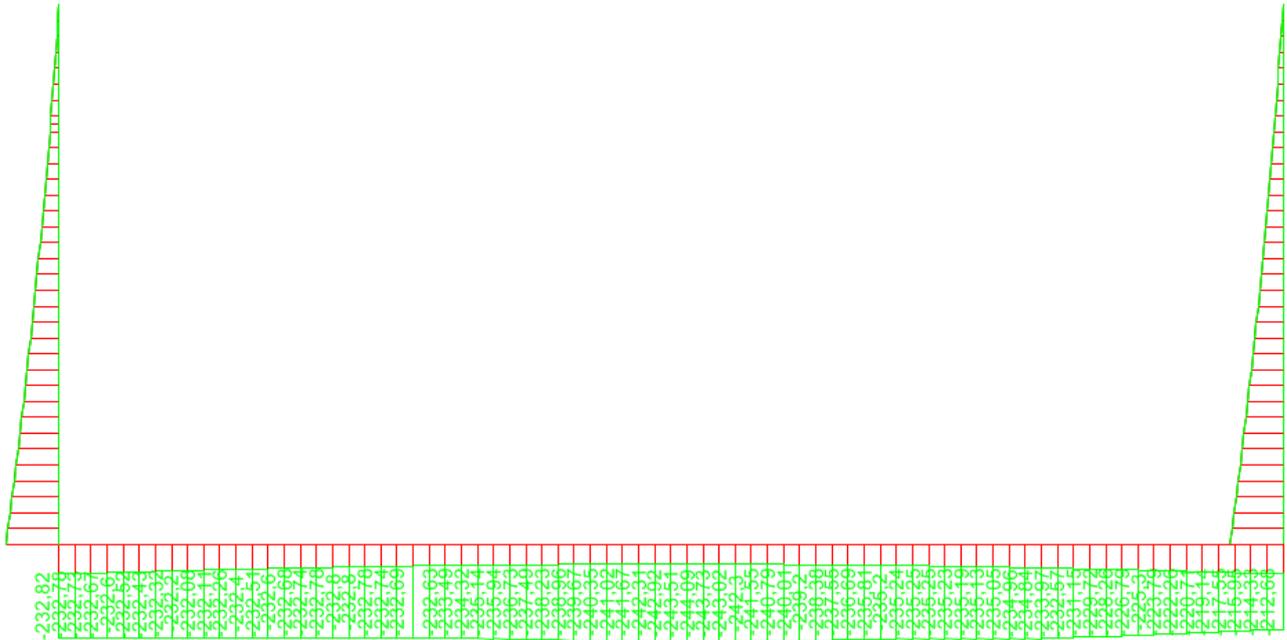


Figura 12-20 Inviluppo Azione Assiale [kN/m] SLE Rara



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 261 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

12.5 Sollecitazioni TR02 (sezione tra diaframmi)

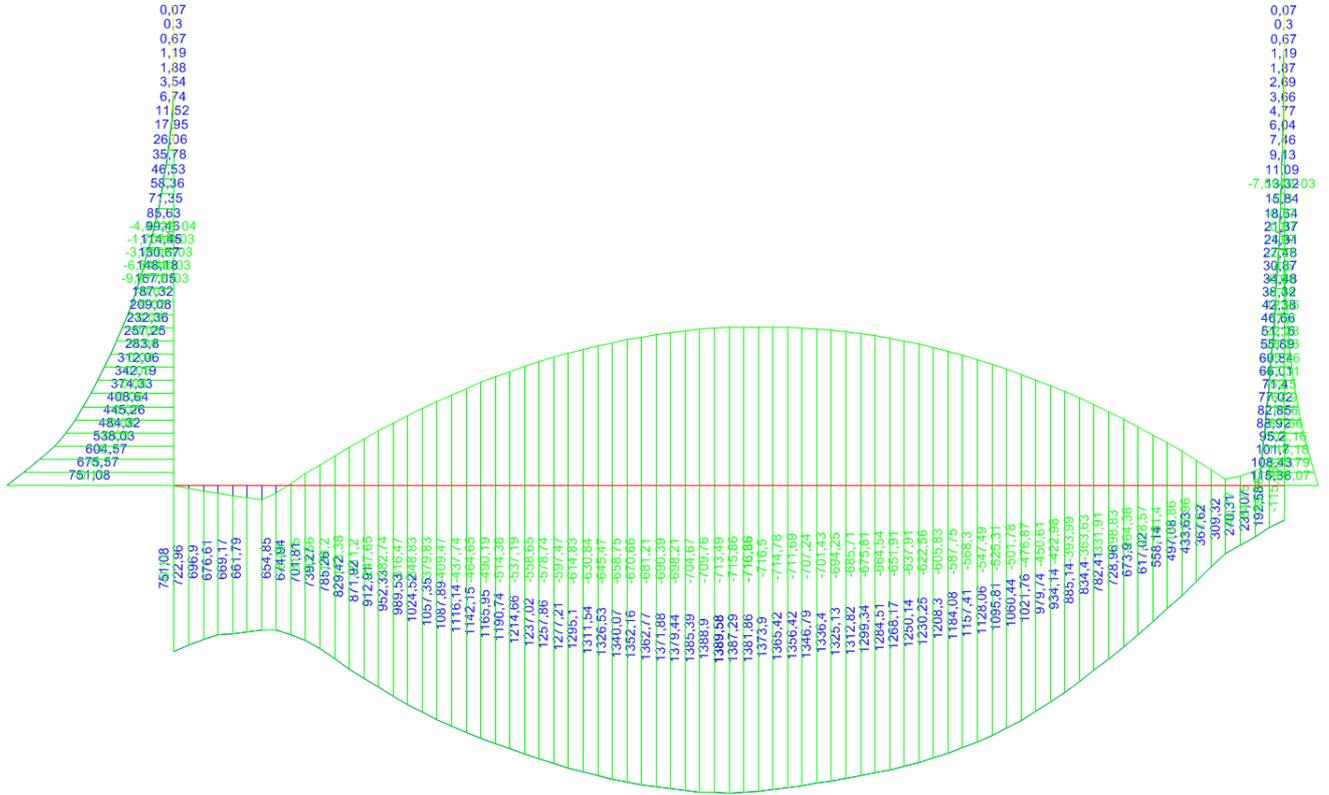


Figura 12-21 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 262 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------



Figura 12-22 Involupto Taglio [kN/m] SLU – SLV

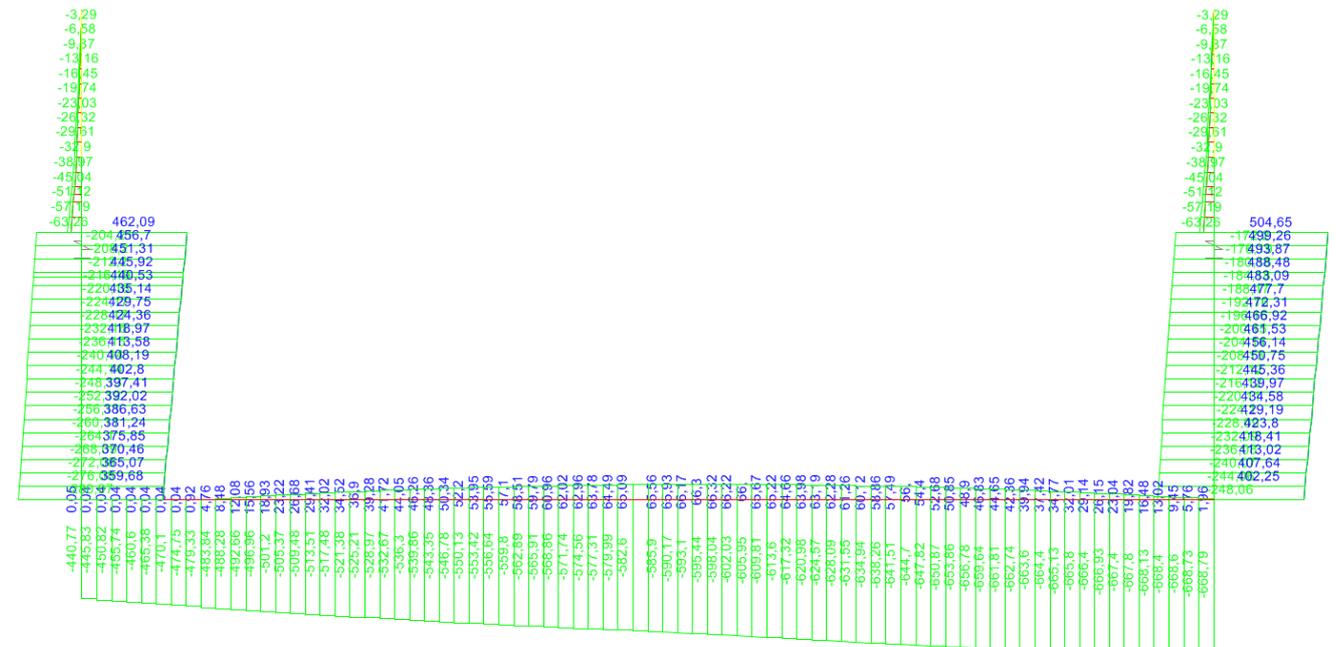


Figura 12-23 Involupto Azione assiale [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 264 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

12.6 Sollecitazioni TR03 (sezione tra palancole)

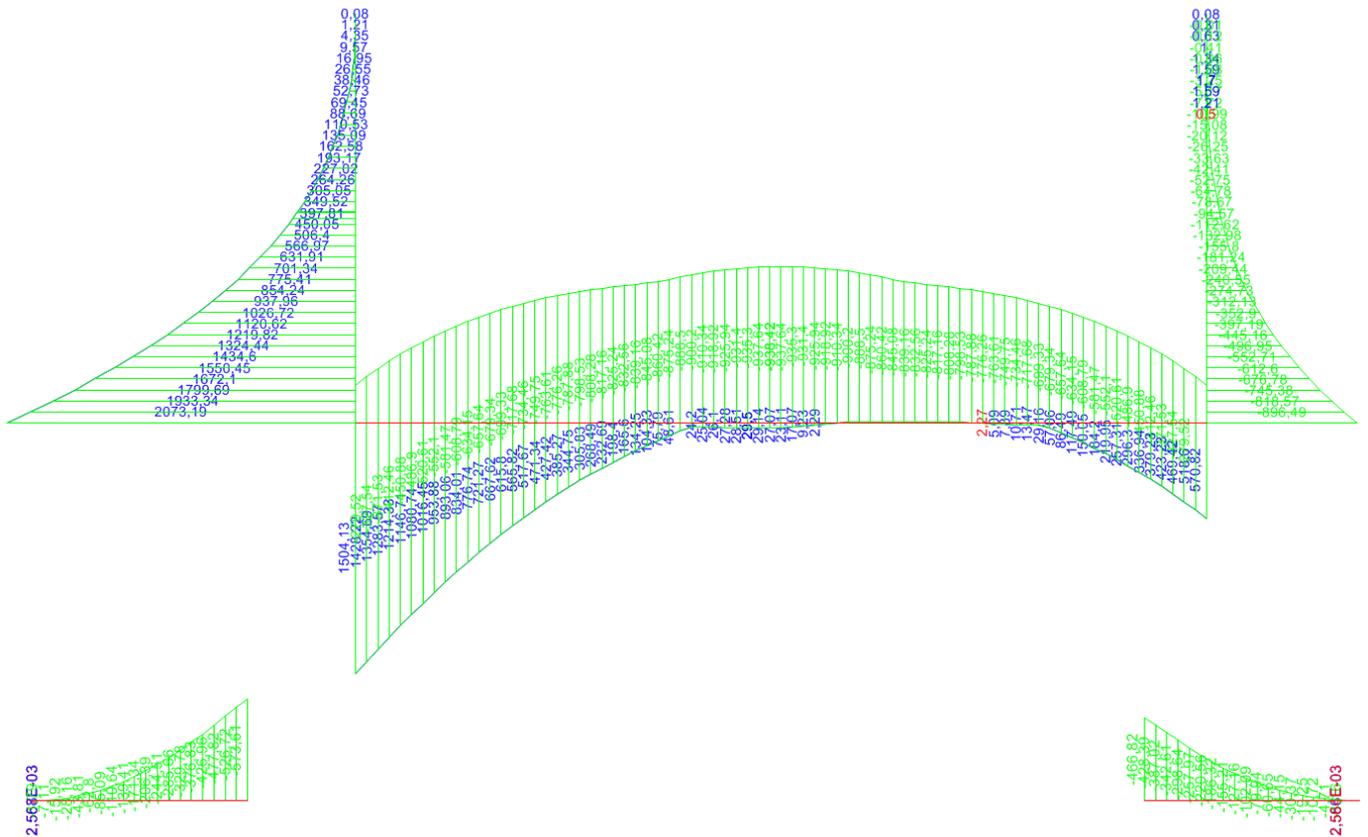


Figura 12-26 Inviluppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 265 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

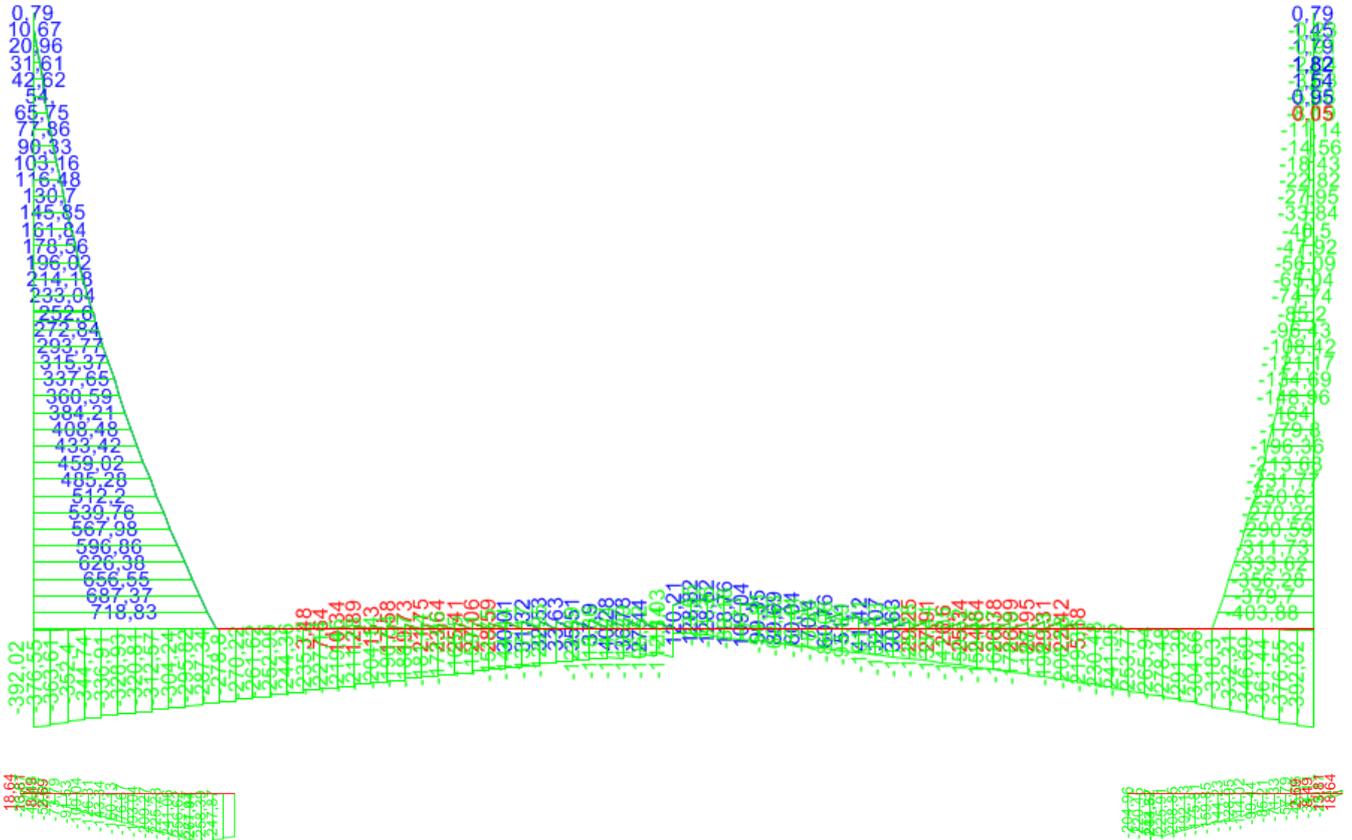


Figura 12-27 Involuppo Taglio [kN/m] SLU – SLV

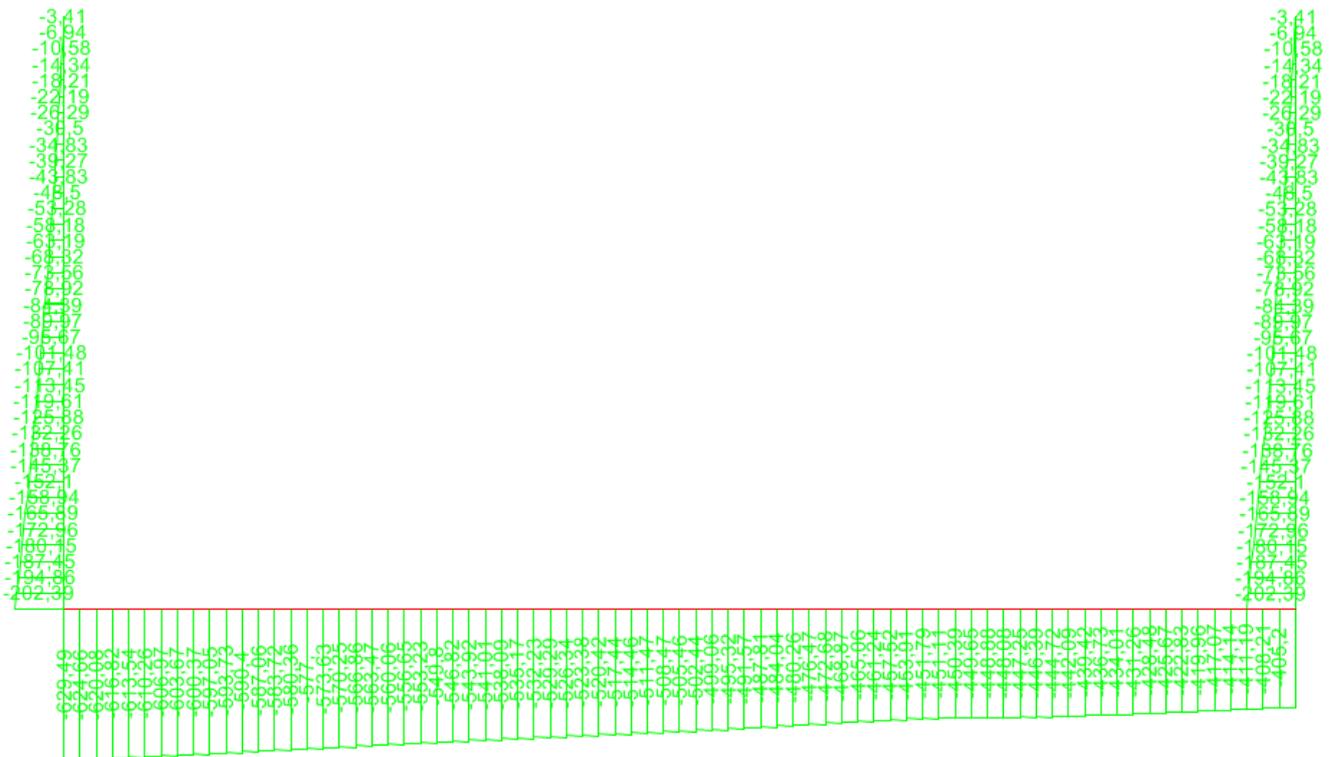


Figura 12-28 Involuppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 266 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

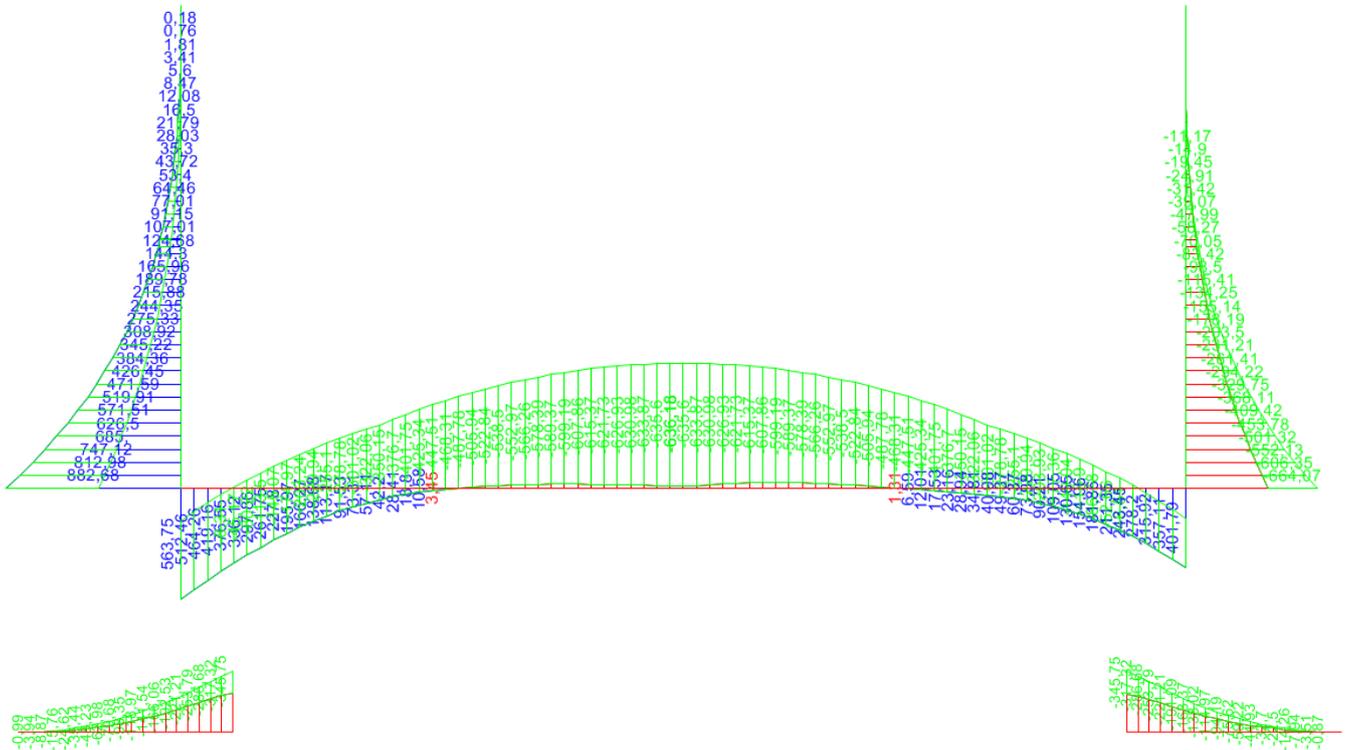


Figura 12-29 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 267 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

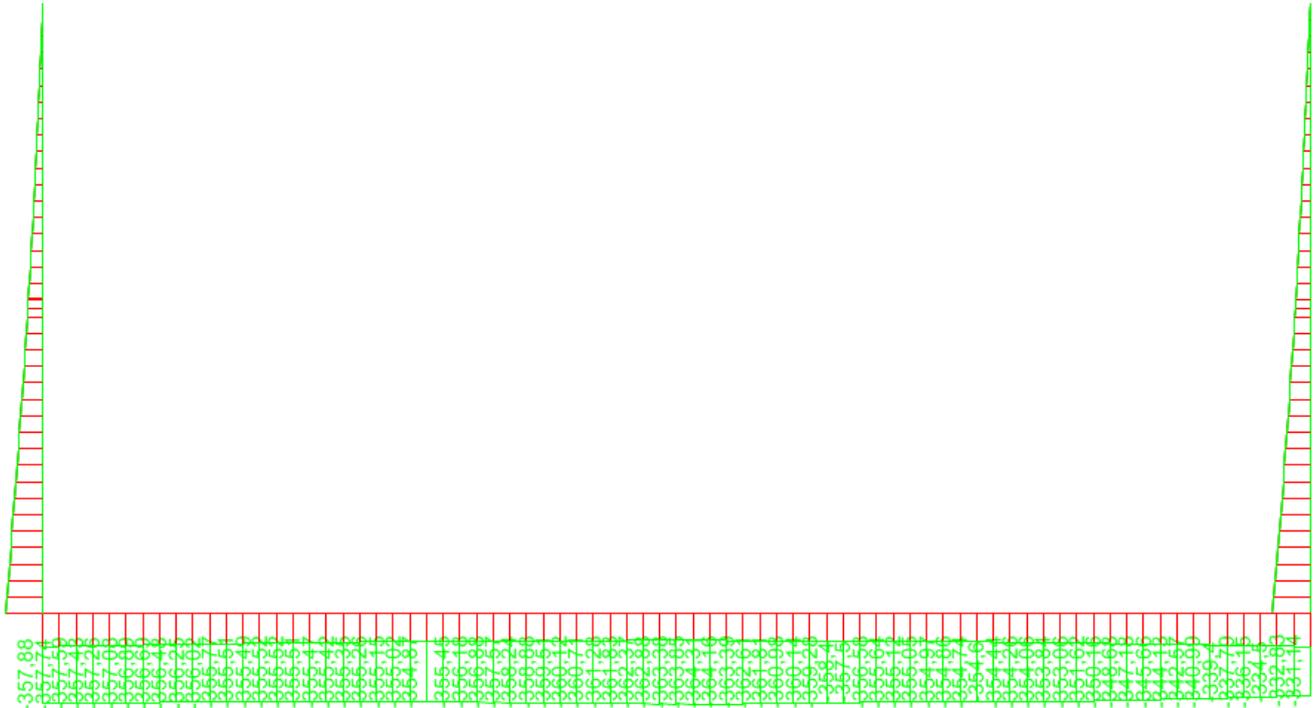


Figura 12-30 Involuppo Azione Assiale [kN/m] SLE Rara



12.7 Sollecitazioni TR03 (sezione simmetrica tra diaframmi)

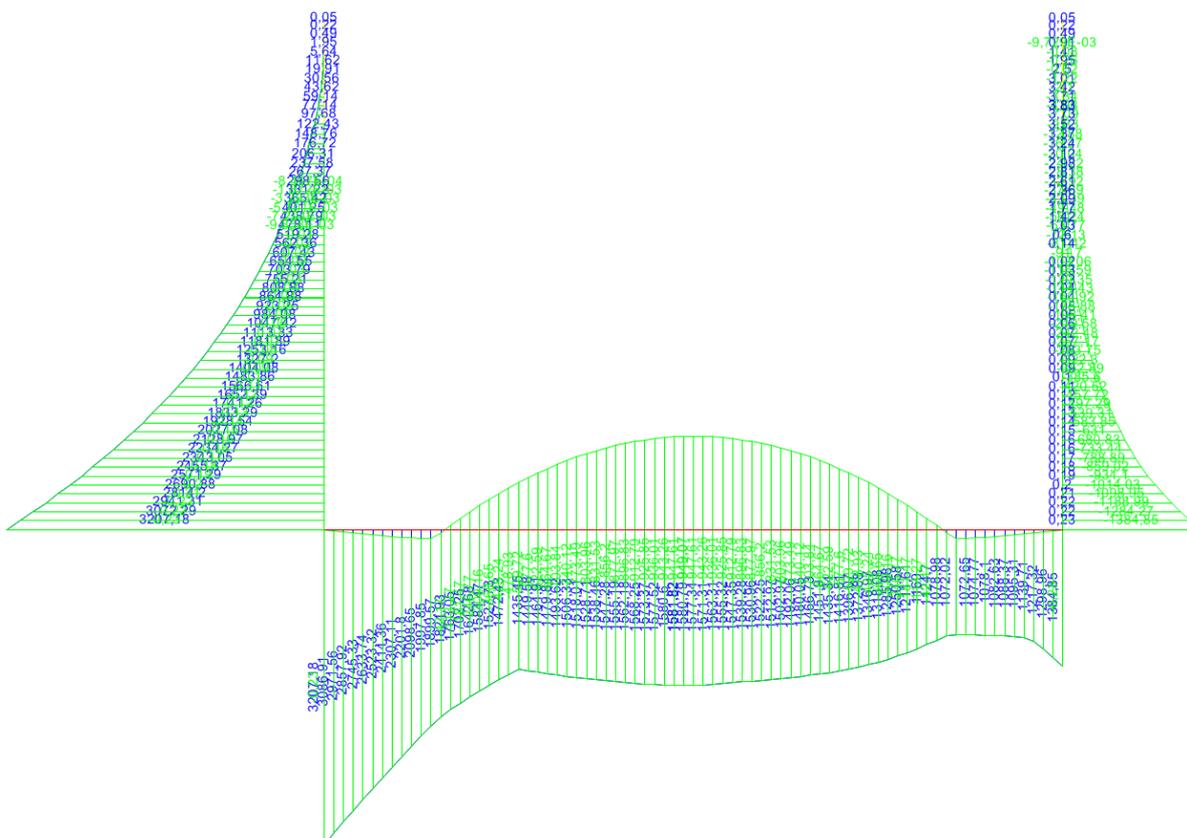


Figura 12-31 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 269 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

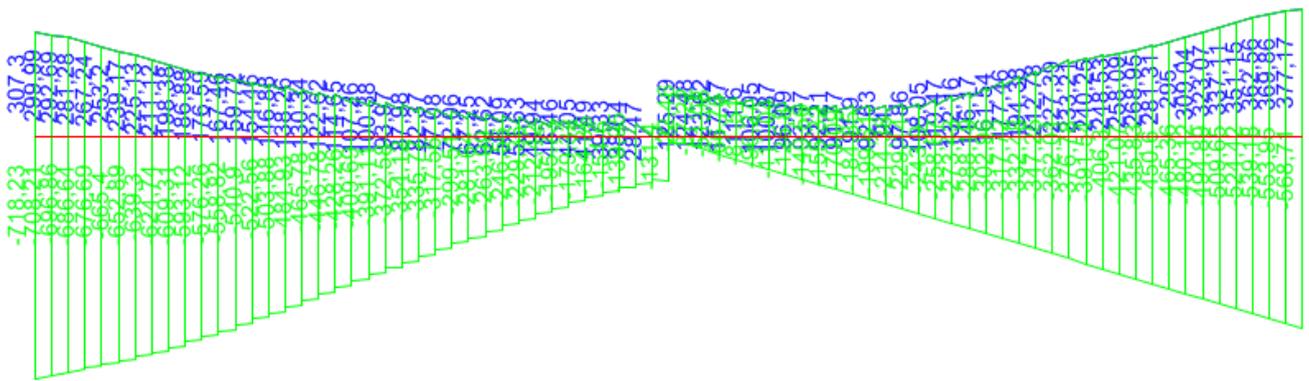
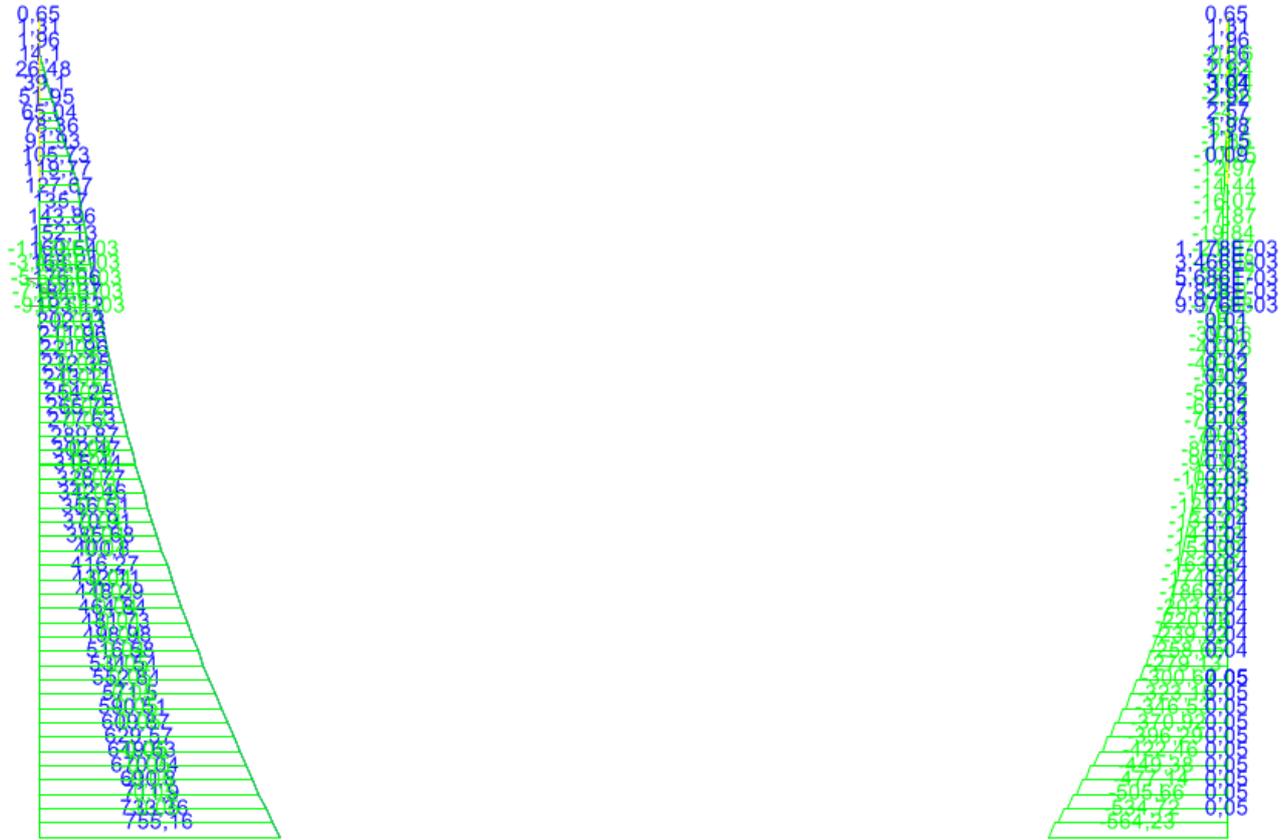


Figura 12-32 Involuppo Taglio [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 270 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

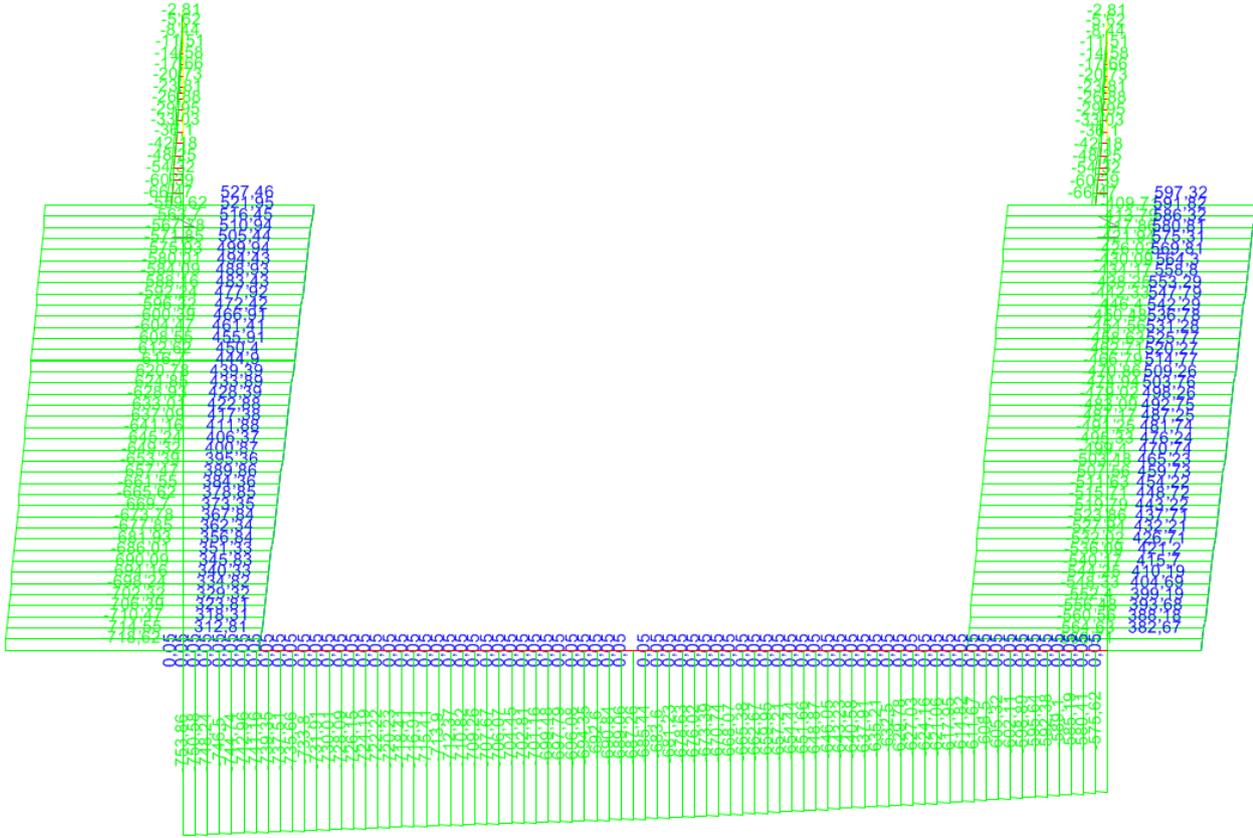
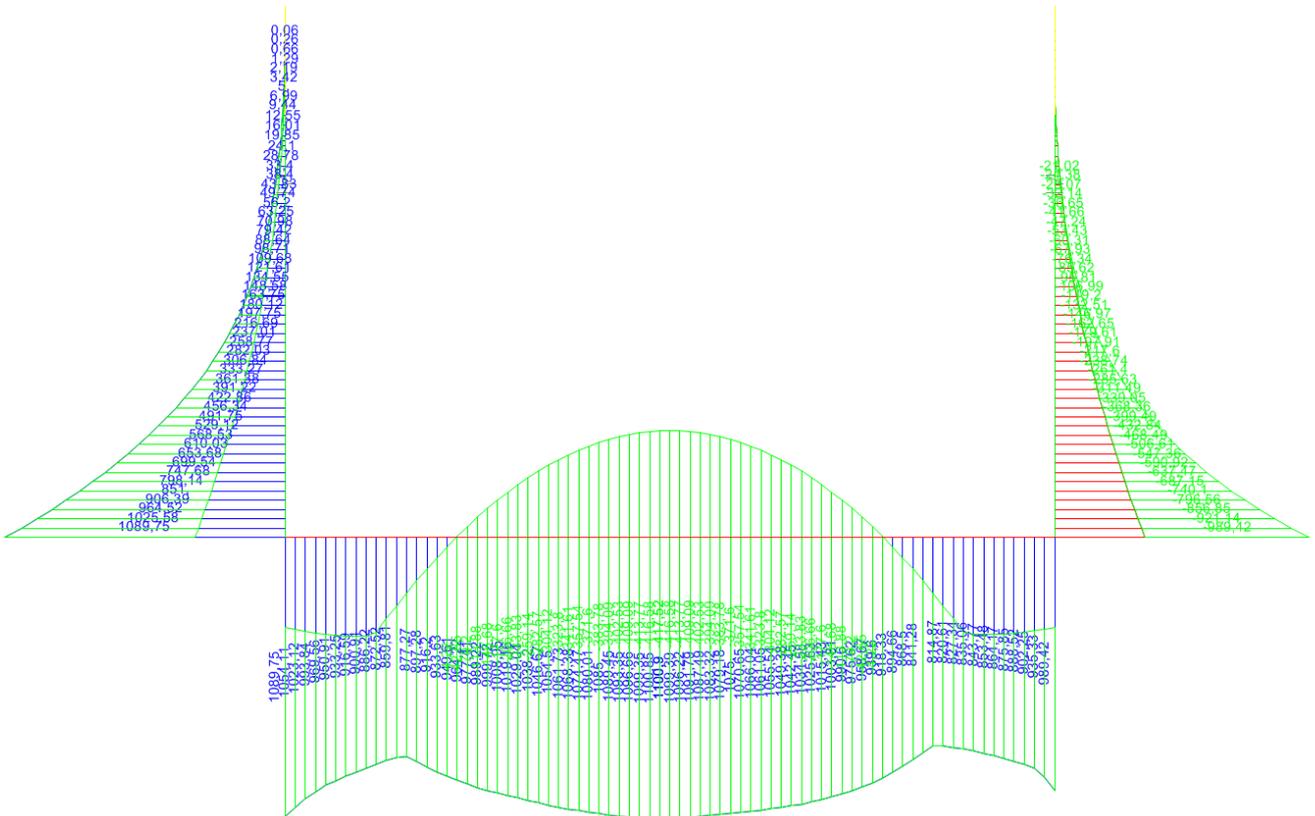


Figura 12-33 Involuppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV





Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 271 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

Figura 12-34 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara

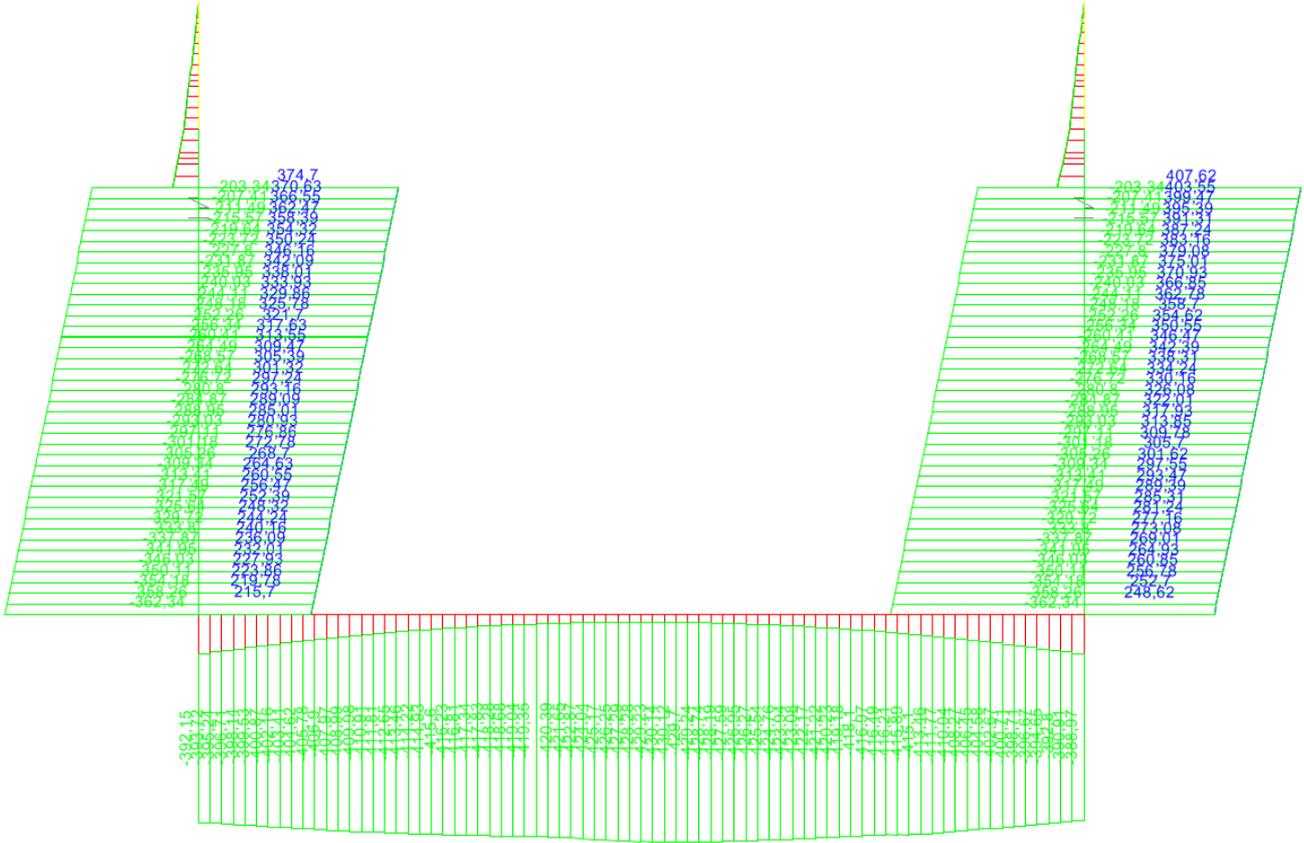


Figura 12-35 Involuppo Azione Assiale [kN/m] SLE Rara



12.8 Sollecitazioni TR03 (sezione non simmetrica tra diaframmi)

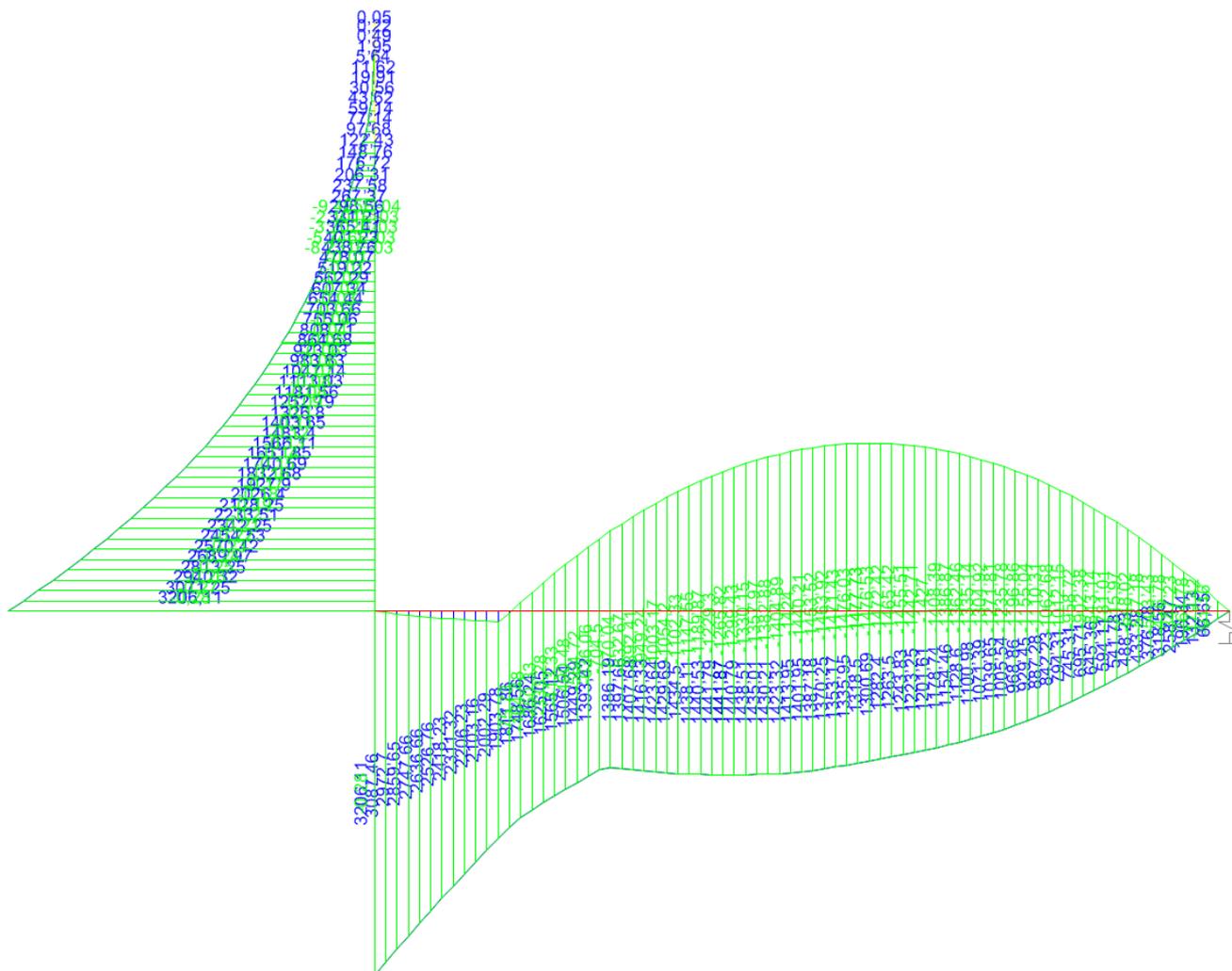


Figura 12-36 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 273 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

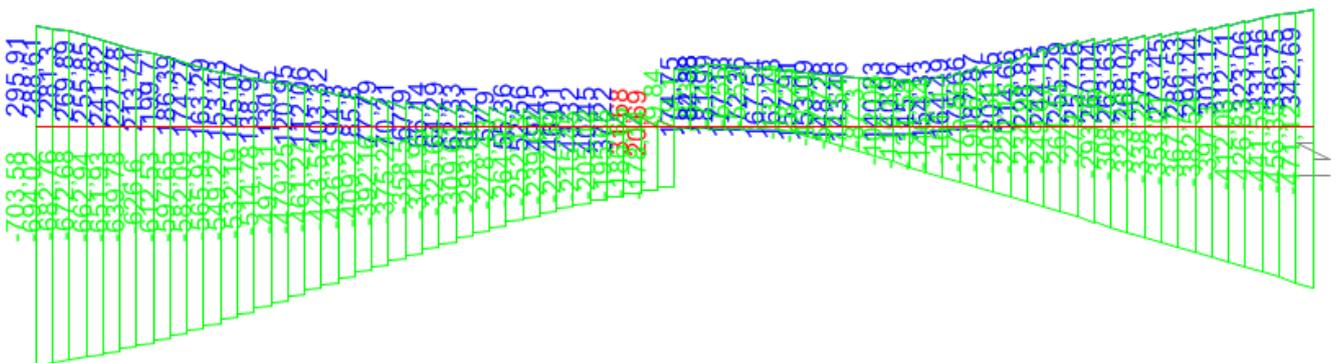
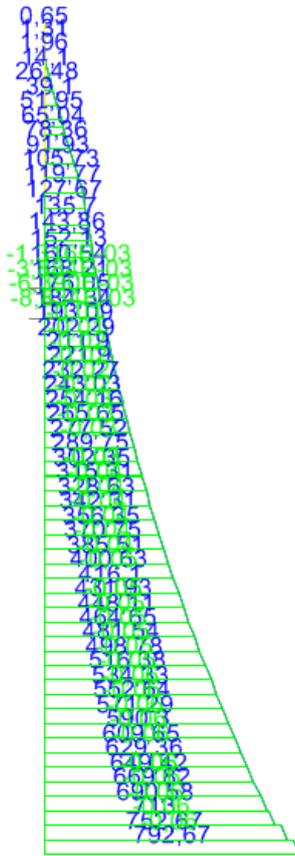


Figura 12-37 Involuppo Taglio [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 275 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

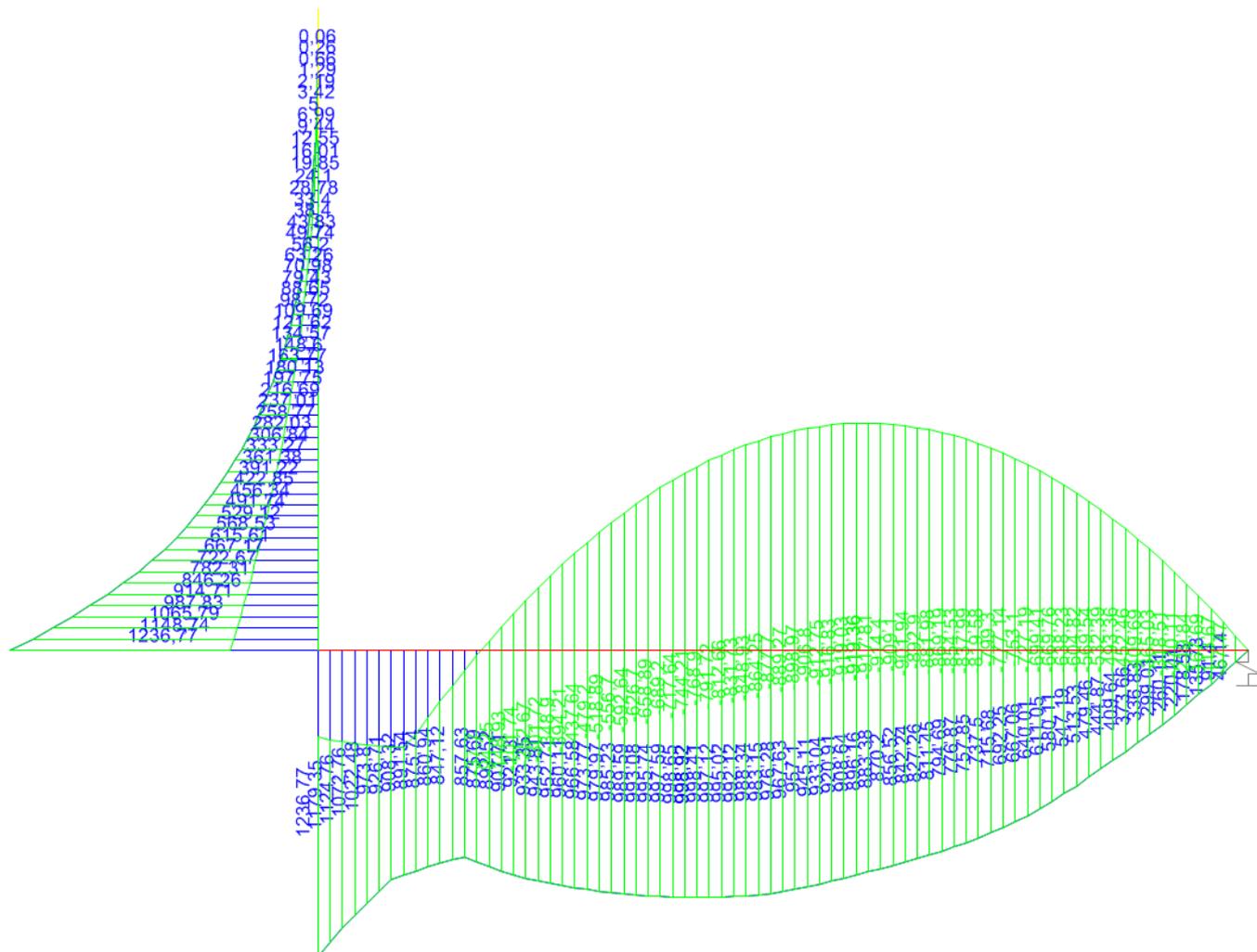


Figura 12-39 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 277 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

12.9 Sollecitazioni TR04 (sezione simmetrica tra diaframmi)

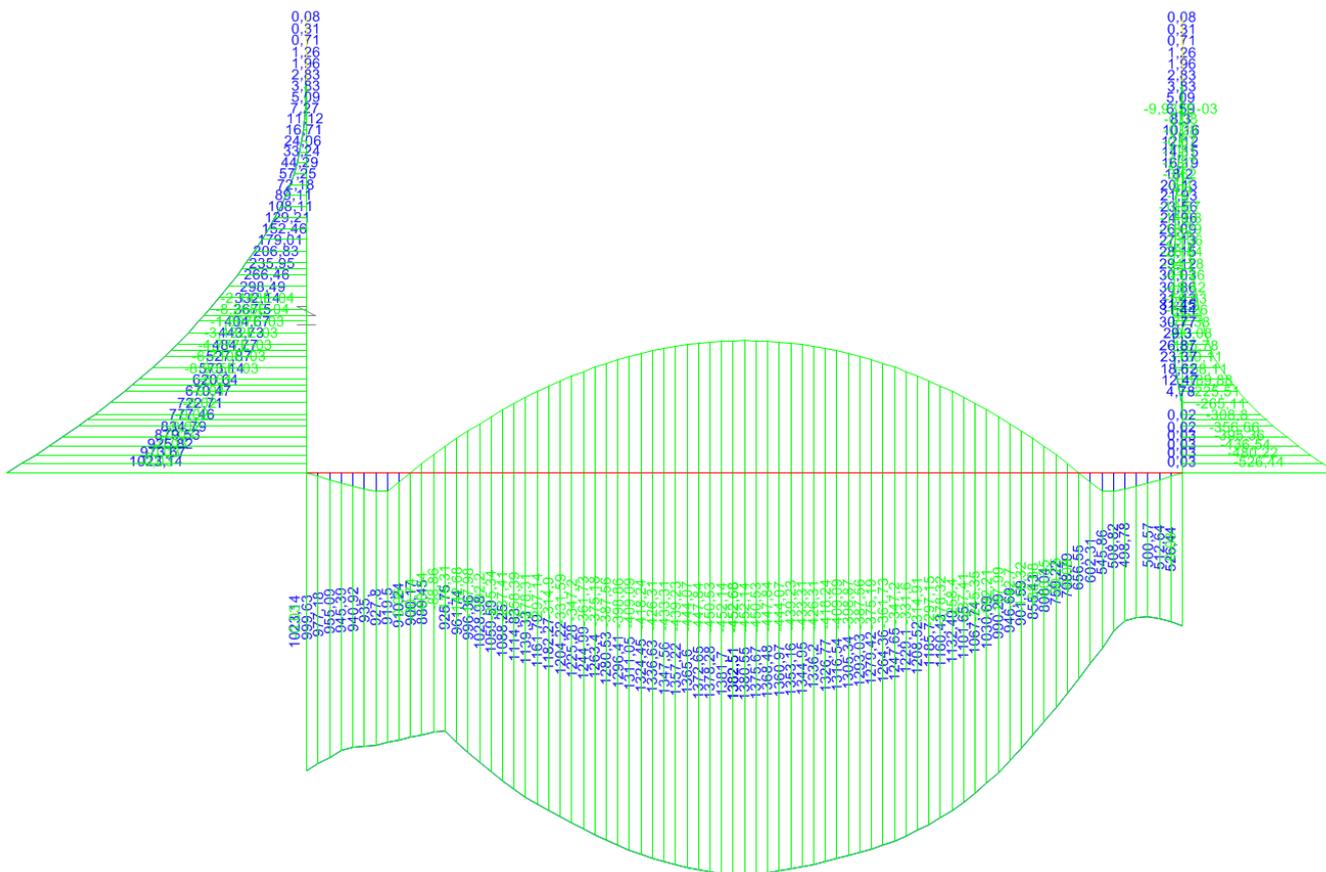


Figura 12-41 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

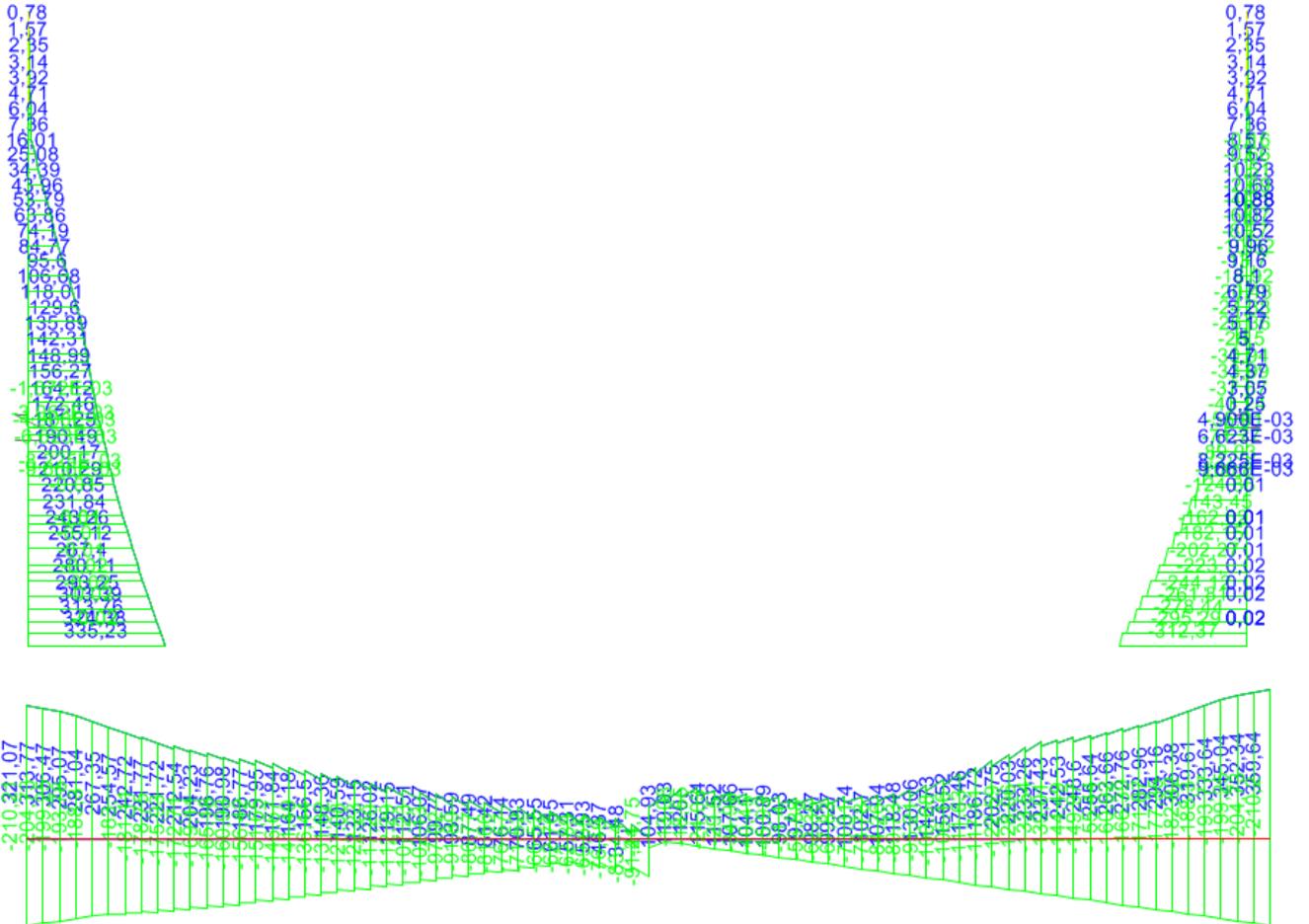
Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2CLTR0000002

Rev.
D

Foglio
278 di
361





Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 279 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

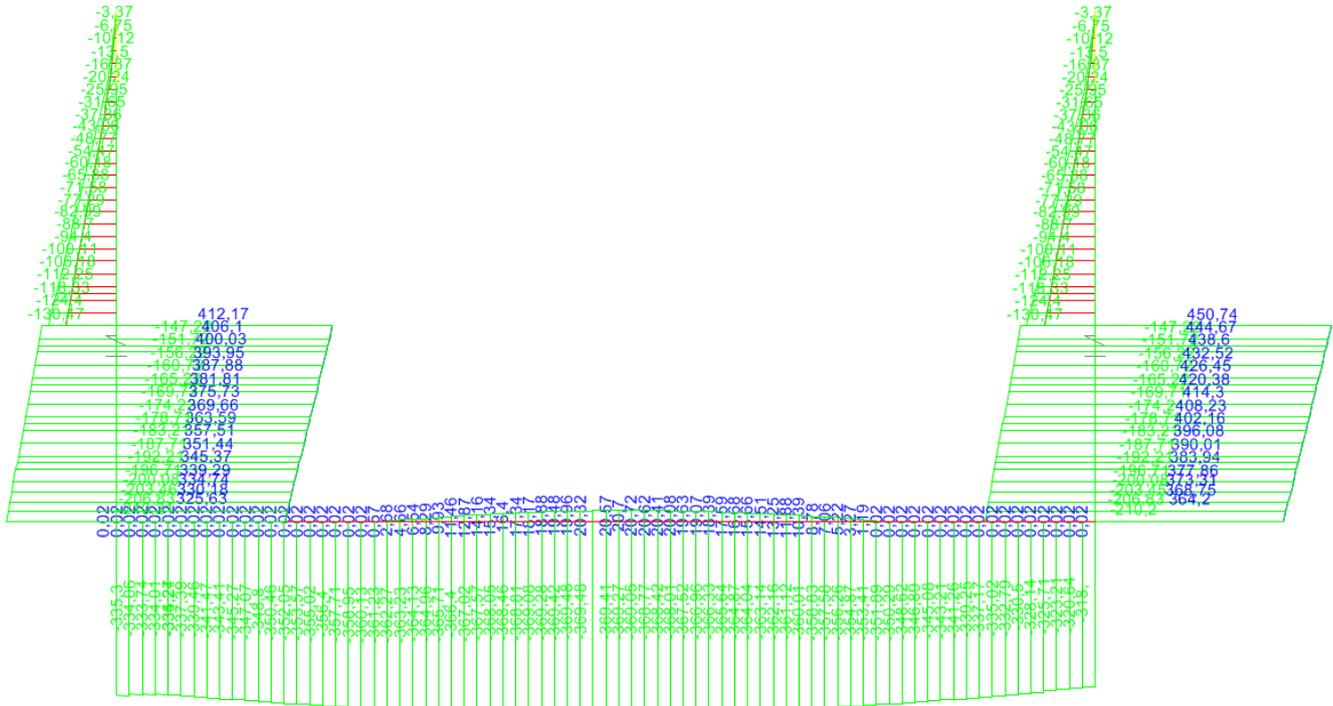
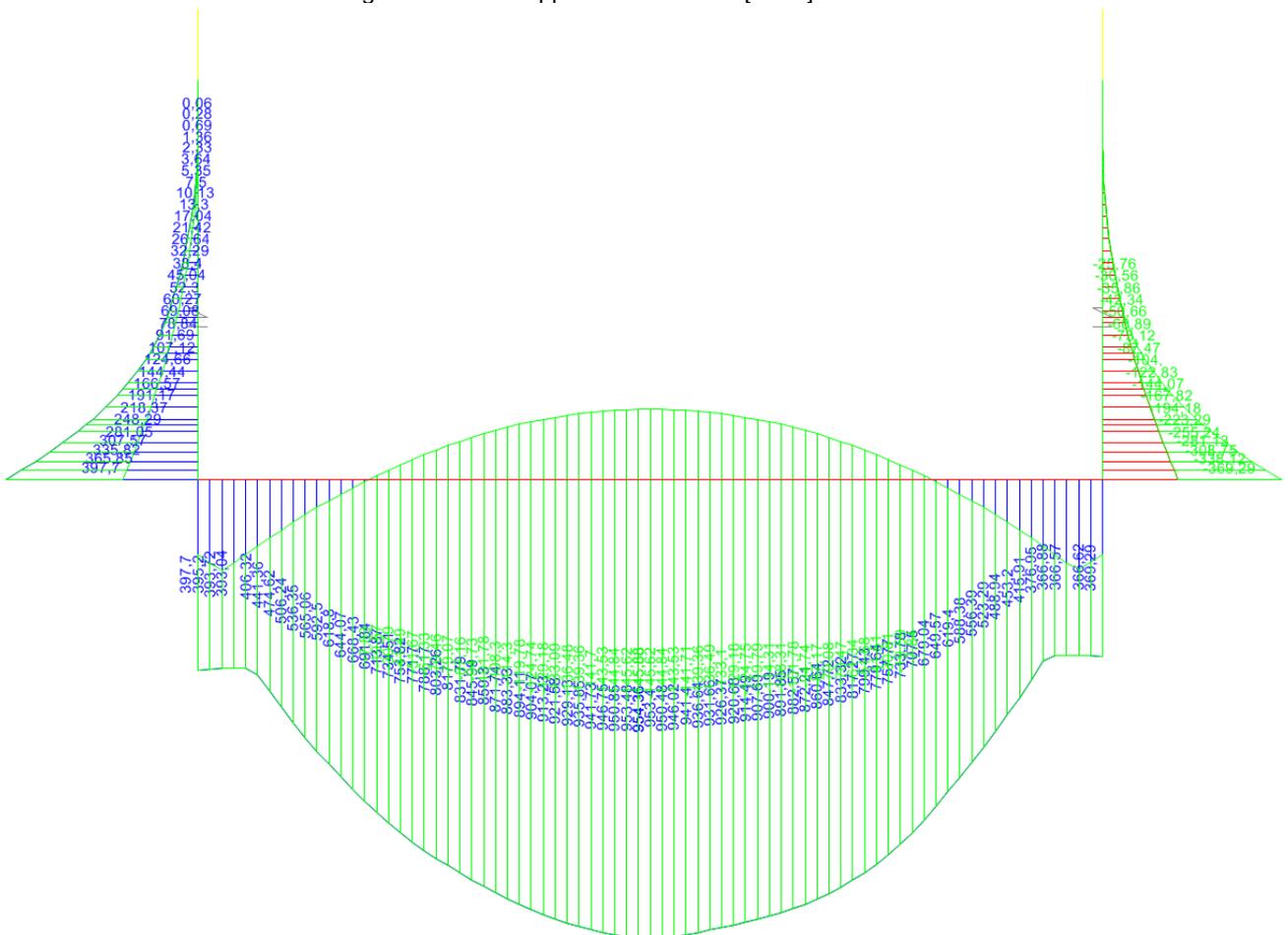


Figura 12-43 Involuppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV





Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 280 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

Figura 12-44 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara

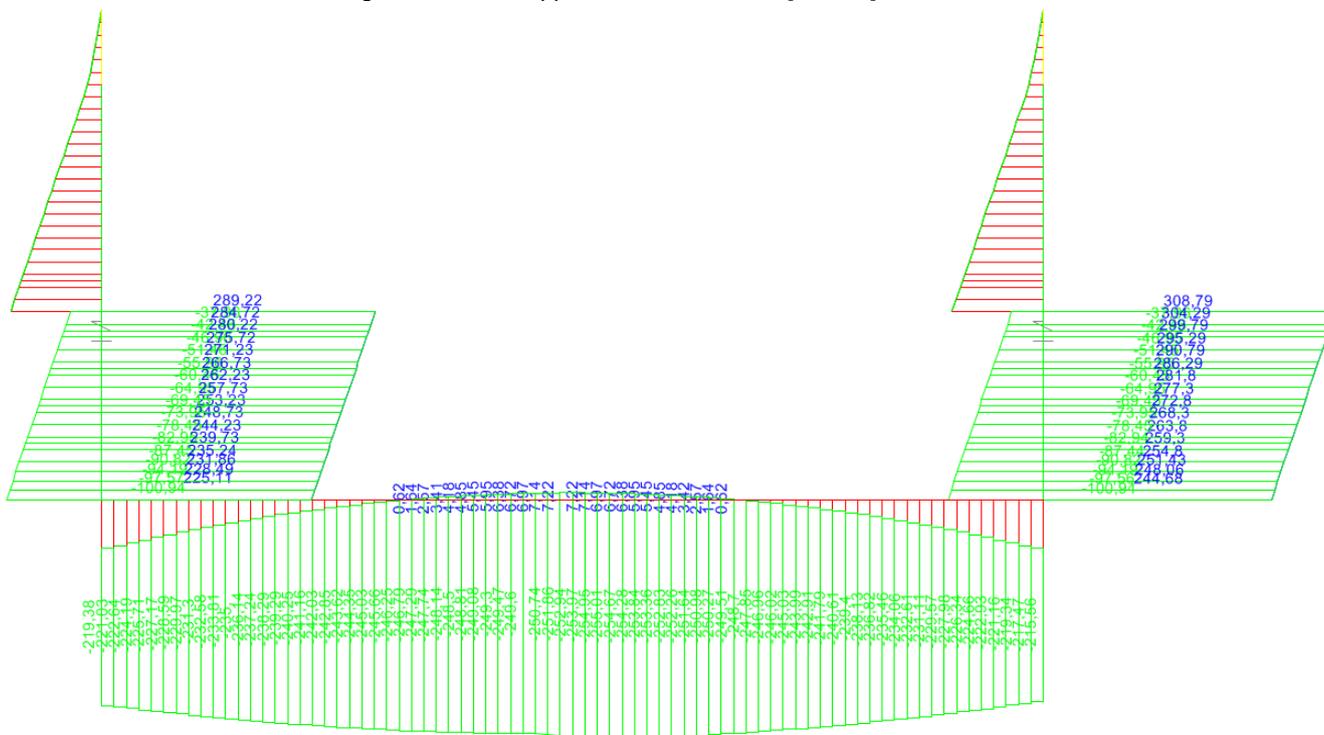


Figura 12-45 Involuppo Azione Assiale [kN/m] SLE Rara



12.10 Sollecitazioni TR04 (sezione non simmetrica tra diaframmi)

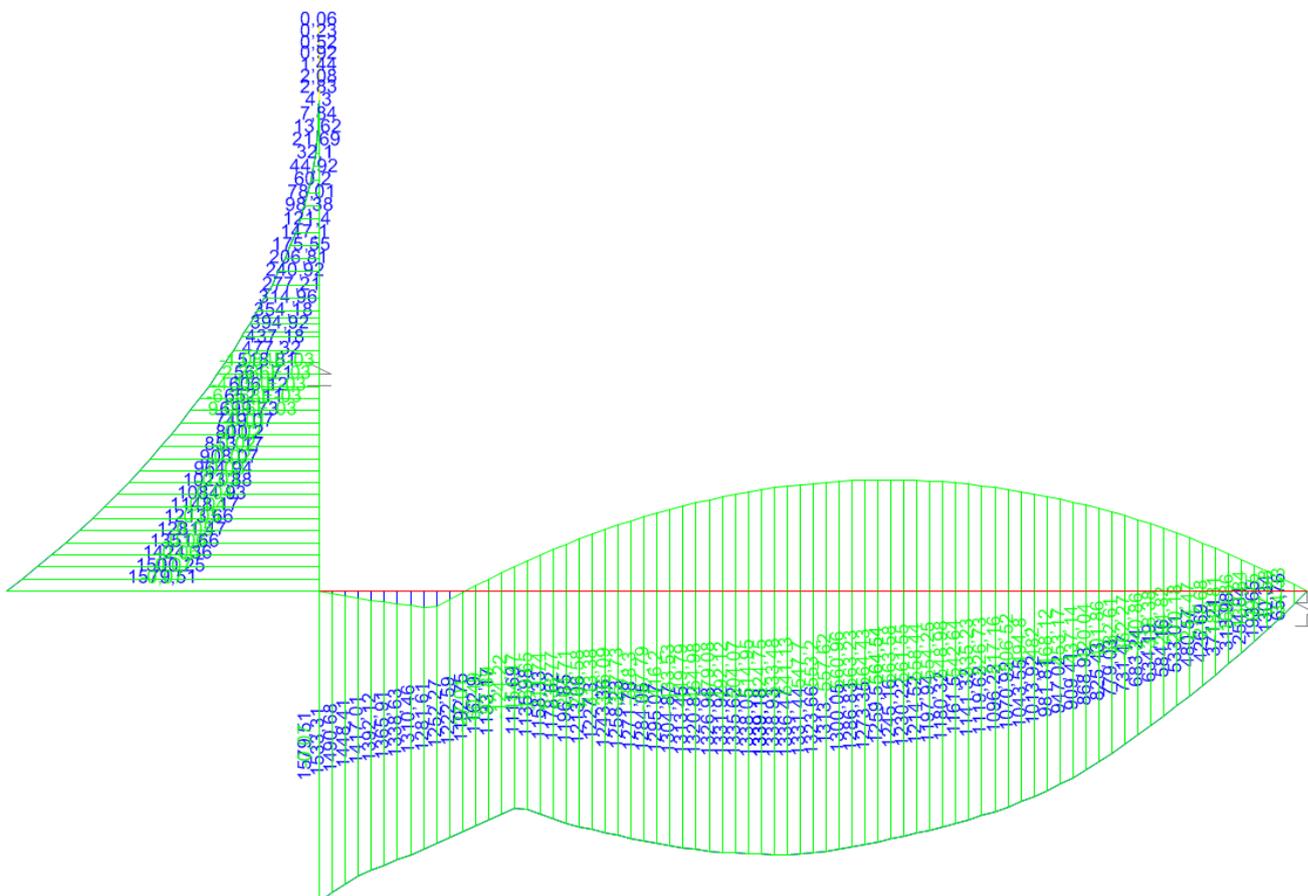


Figura 12-46 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLU - SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 282 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

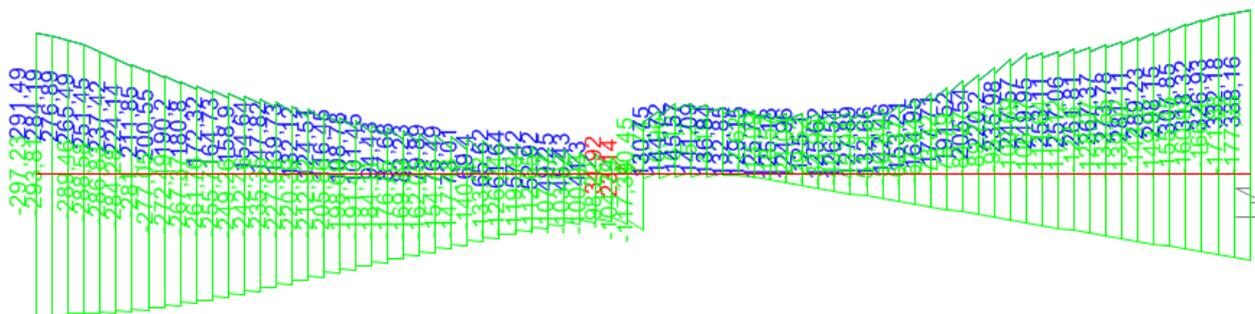
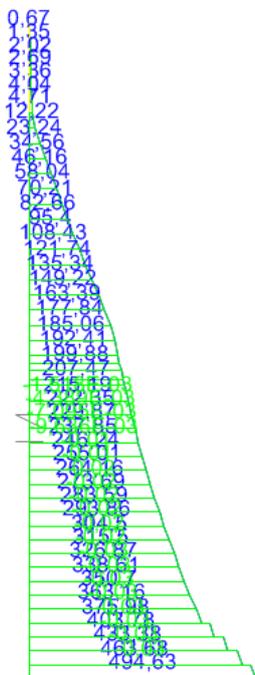


Figura 12-47 Involuppo Taglio [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 283 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

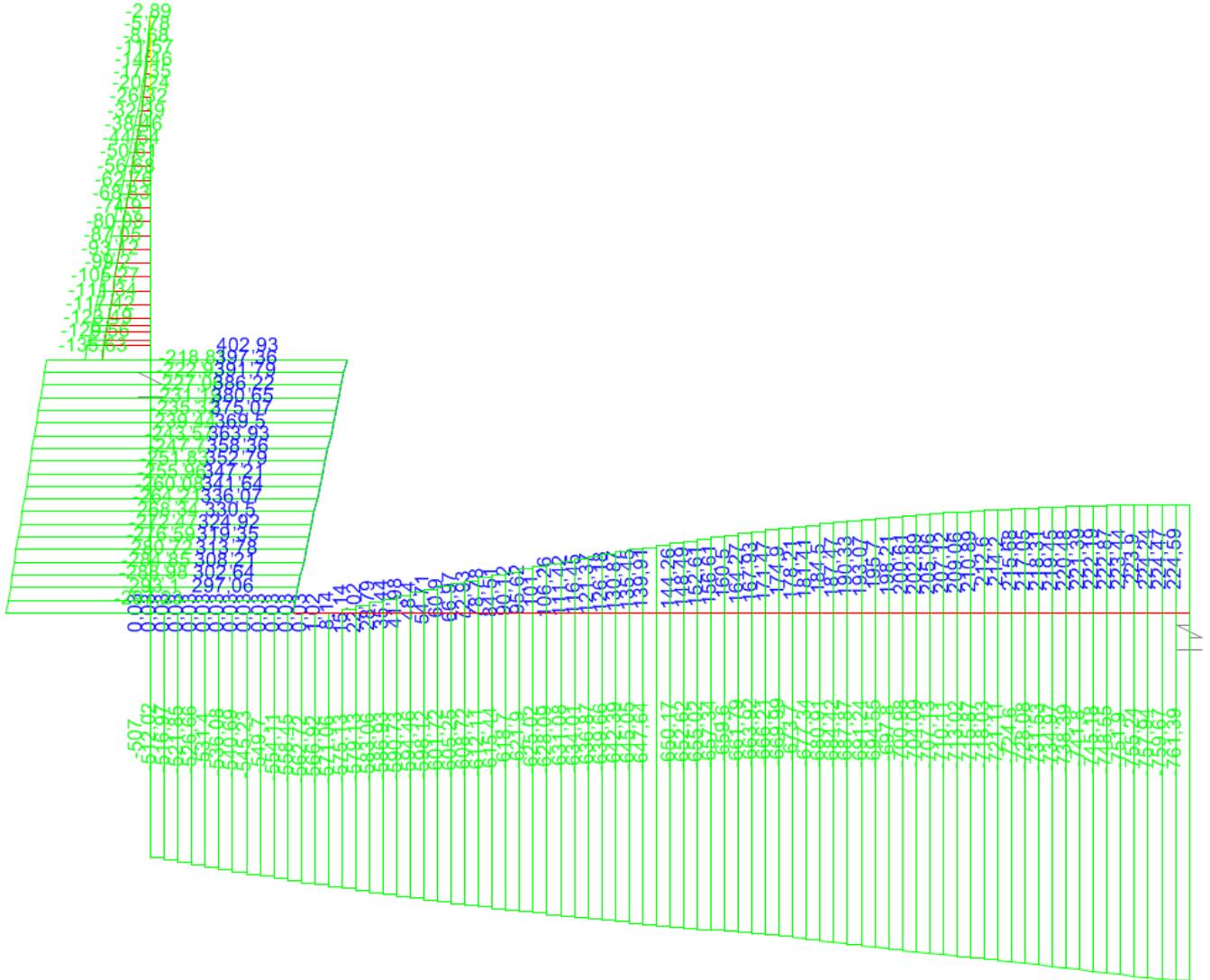


Figura 12-48 Involuppo Azione assiale [kN/m] SLU – SLV



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 284 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

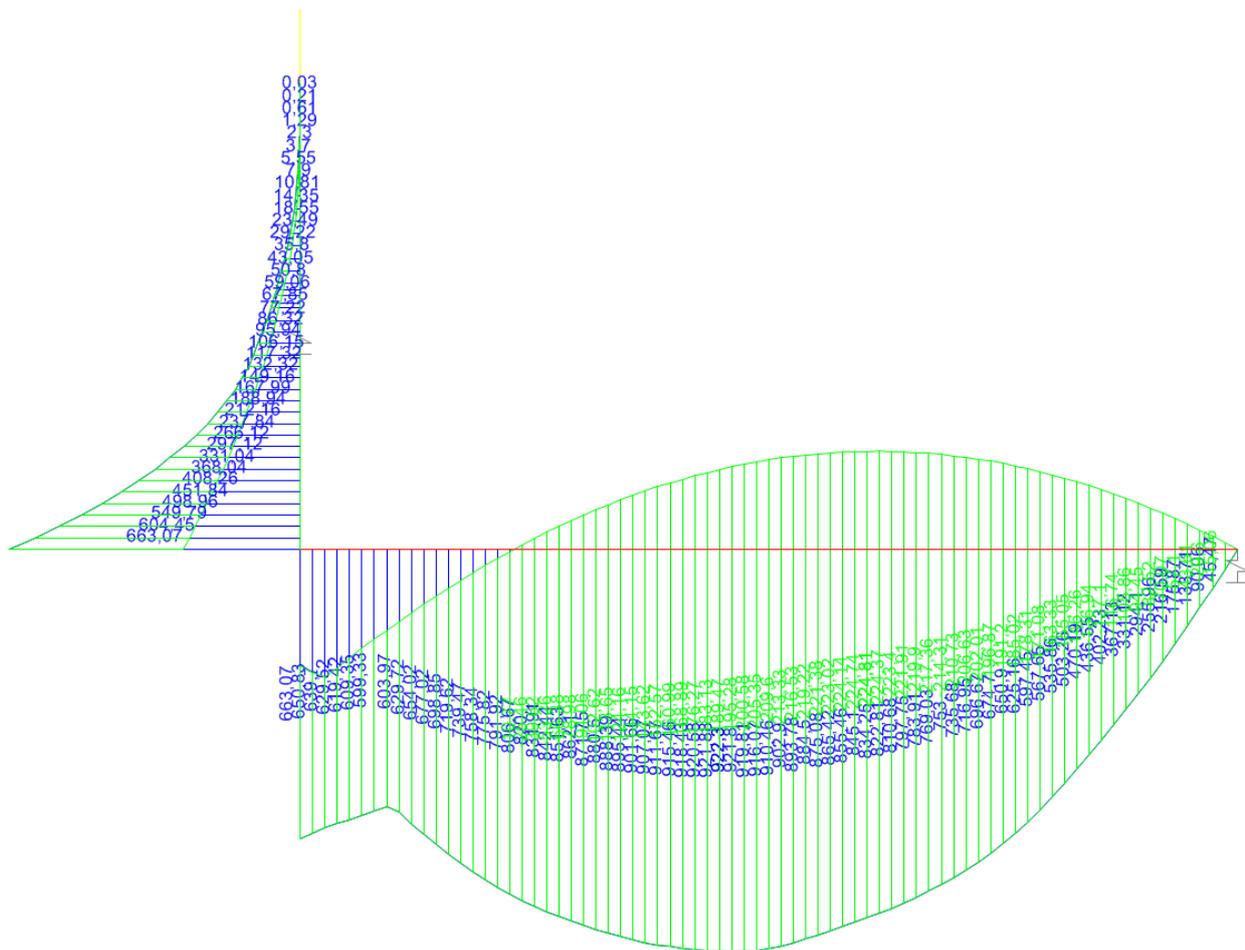


Figura 12-49 Involuppo Momento flettente [kNm/m] SLE Rara



Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR000002	Rev. D	Foglio 285 di 361
------------------	-------------	-------------------------------------	-----------	-------------------------

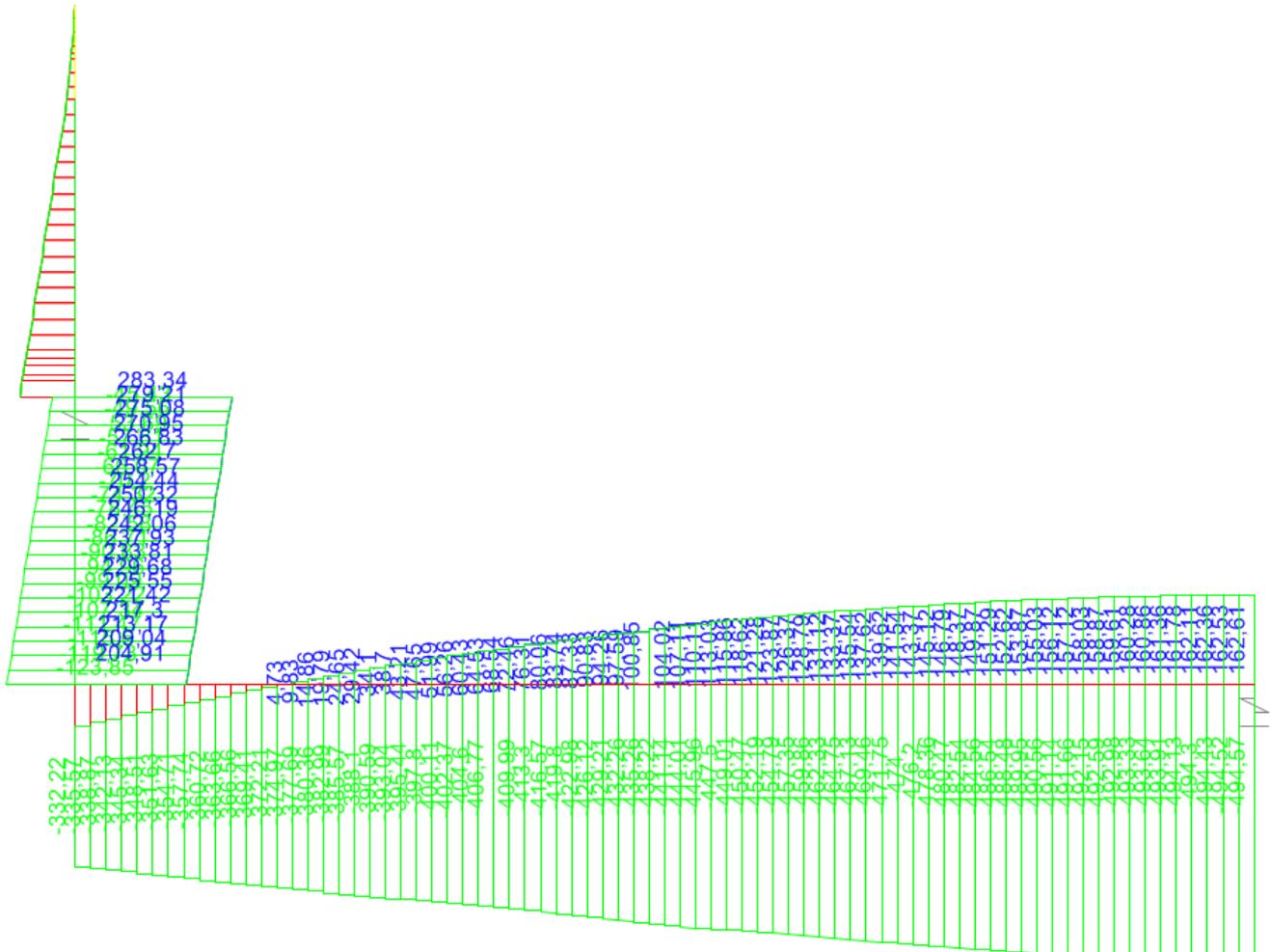


Figura 12-50 Involuppo Azione Assiale [kN/m] SLE Rara

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 286 di 361

13 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

Di seguito si riportano le verifiche, per le combinazioni di carico risultate più critiche.

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).

13.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

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

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

13.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

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

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

dove:

A_{sw} area armatura trasversale

s passo armatura trasversale

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

θ angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave

f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 287 di 361

α_c coefficiente amplificativo pari a:

1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$

1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$

$2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

13.3 Verifiche delle tensioni in esercizio

Si verifica che in combinazione Rara le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- calcestruzzo: $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$;
- acciaio: $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$.

Si verifica inoltre, in combinazione rara, che le tensioni del calcestruzzo risultino inferiori a $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$; in tal modo le verifiche in combinazione quasi permanente risultano implicitamente soddisfatte.

13.4 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello agente; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla combinazione caratteristica (rara) secondo la normativa vigente sui ponti ferroviari (Manuale di progettazione delle Opere Civili parte II sezione 2, §2.5.1.8.3.2.4). Poiché le strutture sono a permanente contatto con il terreno e in gran parte non ispezionabili, si assume che le massime aperture ammissibili siano pari a:

- combinazione di carico rara: $w_k \leq w_1 = 0.20\text{mm}$

14 VERIFICHE STRUTTURALI

Per il dimensionamento delle armature e i rispettivi ancoraggi tutte le sezioni seguenti sono state verificate.

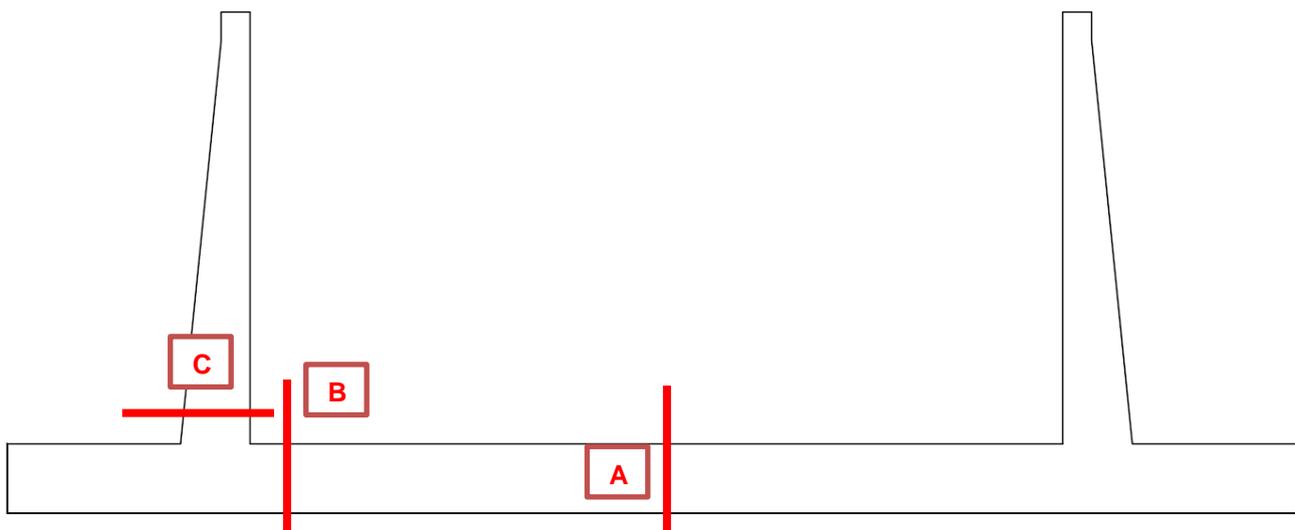
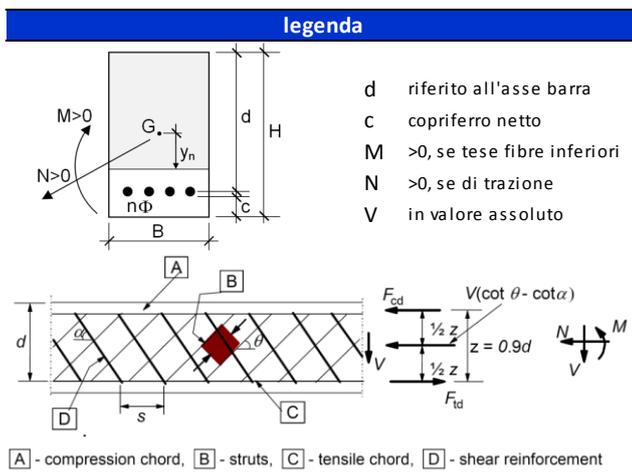


Figura 14-1 Sezioni di verifica

Le verifiche sono state effettuate mediante un foglio di calcolo, che utilizza la seguente simbologia:





Si adottano le seguenti convenzioni:

N	positiva se di trazione,
M	positivo se tende le fibre inferiori,
V	preso in valore assoluto.

Le principali grandezze sono:

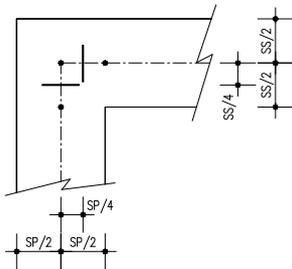
M_{dec}	momento di decompressione,
M_{cr}	momento di fessurazione,
y_n	posizione dell'asse neutro,
$\sigma_{c,min}$	sforzo minimo nel calcestruzzo (<0 se di compressione),
$\sigma_{s,min}$	sforzo minimo nell'acciaio,
$\sigma_{s,max}$	sforzo massimo nell'acciaio,
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	deformazione relativa media tra acciaio e calcestruzzo,
$S_{r,max}$	massimo interasse tra le fessure,
w_k	valore caratteristica dell'apertura fessure;
M_{Rd}	momento resistente calcolato a N costante,
FS	fattore di sicurezza calcolato a N costante;
V_{Rdc}	resistenza di un elemento privo di armatura a taglio,
V_{Rds}	resistenza lato acciaio di un elemento armato a taglio,
V_{Rdmax}	resistenza lato calcestruzzo di un elemento armato a taglio,
sezione	Il tipo di sezione deve essere "duttile", ovvero la resistenza lato acciaio deve essere minore o uguale a quella lato calcestruzzo,

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

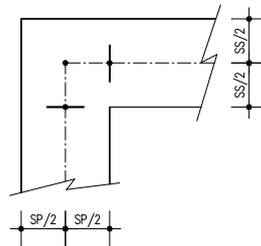
- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.



Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

14.1 Verifiche strutturali TR01 sez. A

Sezione campata fondazione (sez. A)

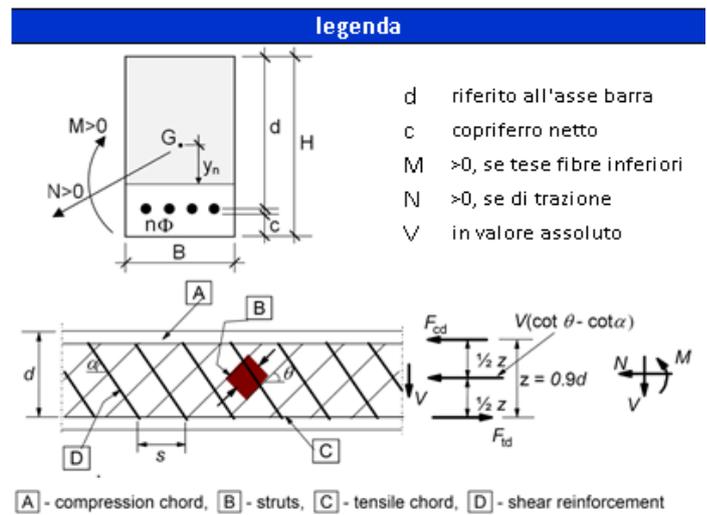
La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 80 cm ed è armata con $\phi 20/20$ superiori e $\phi 20/20 + \phi 20/40$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	7,0	72,0	64,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8,0	15,71	
7,5	20	72,0	23,56	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

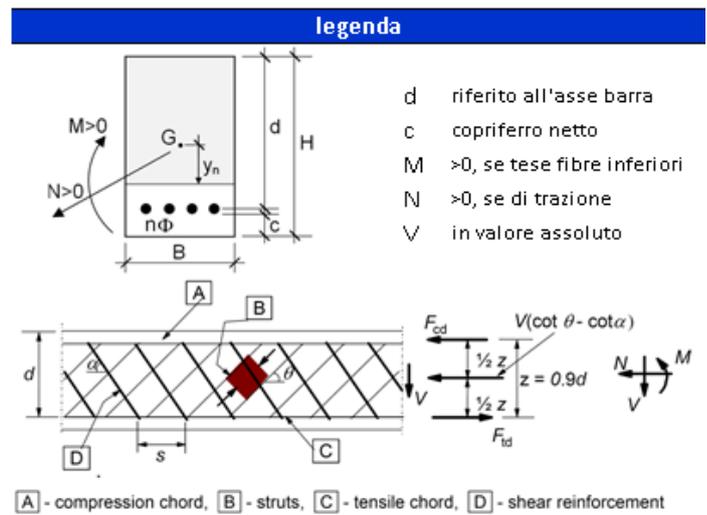
sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	-117,70 [kNm]	M _{Ed}	-267,88 [kNm]
N _{Ek}	0,00 [kN]	N _{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	0,0 [kNm]		
M _{cr}	-254,7 [kNm]		
y_n	25,14 [cm]		
$\sigma_{c,min}$	-2,0 [MPa]		
$\sigma_{s,min}$	-13,5 [MPa]		
$\sigma_{s,max}$	112,7 [MPa]		
		taglio	
		V _{Rdc}	237,3 [kN]
			non serve armatura a taglio
		V _{Rds}	0,0 [kN]
		V _{Rdmax}	2320,8 [kN]
		θ	35,0 [°]
		sezione	duttile
		ai	72,0 [cm]



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	7,0	72,0	64,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8,0	15,71	
7,5	20	72,0	23,56	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
M_{Ek}	206,96 [kNm]	M_{Ed}	314,80 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	631,8 [kNm]
M_{cr}	260,0 [kNm]	FS	2,01
y_n	-21,78 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3,0 [MPa]	V_{Rdc}	237,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-25,4 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	133,7 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	2320,8 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	35,0 [°]
$s_{r,max}$	- [cm]	sezione	duatile
w_k	- [mm]	ai	72,0 [cm]



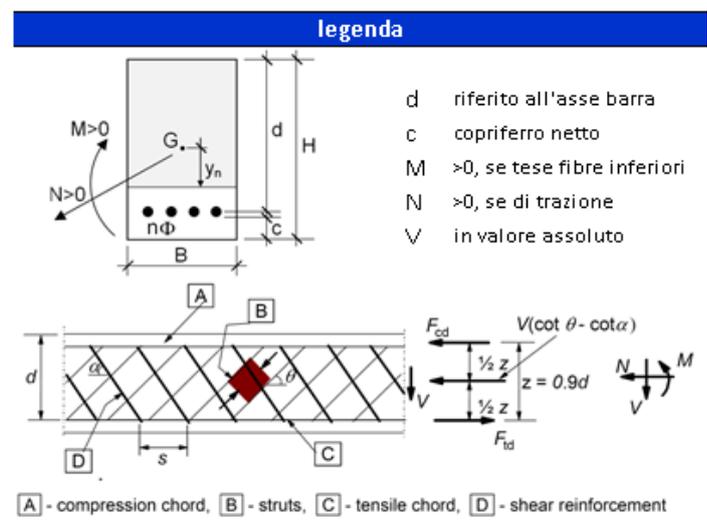
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 80 cm ed è armata con $\phi 20/20$ superiori e $\phi 20/20$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	7,0	72,0	64,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8,0	15,71	
5	20	72,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 54,64 [kNm]	MEd 107,40 [kNm]
NEk 0,00 [kN]	NEd 0,00 [kN]
tensioni e fessure	VEd 75,35 [kN]
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 432,7 [kNm]
Mcr 251,4 [kNm]	FS 4,03
yn -24,73 [cm]	taglio
$\sigma_{c,min}$ -0,9 [MPa]	V _{Rdc} 237,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -6,7 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 52,3 [MPa]	V _{Rds} 0,0 [kN]
k ₂ 0,5	V _{Rdmax} 2138,9 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30,0 [°]
s _{r,max} - [cm]	sezione duttile
w _k - [mm]	ai 72,0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



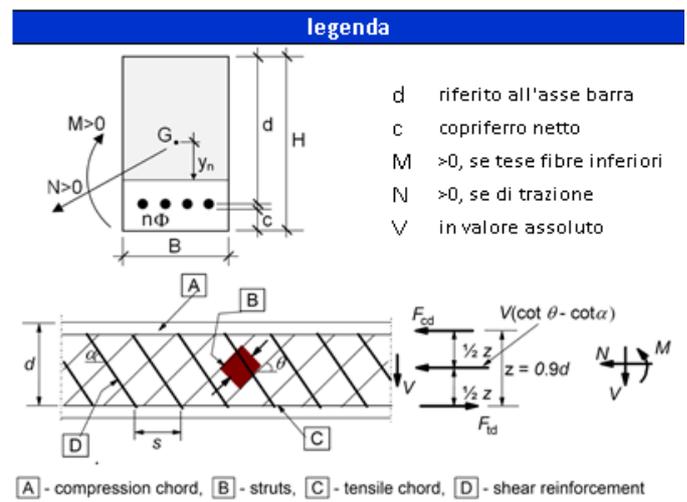
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 72 cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 20/20$ al lembo interno e $\phi 20/20$ al lembo esterno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	72	8,2	62,8	56,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	62,8	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
MEk	58,12 [kNm]	MEd	111,37 [kNm]
NEk	-44,00 [kN]	NEd	-44,00 [kN]
tensioni e fessure		VEd	89,88 [kN]
Mdec	5,5 [kNm]	MRd	404,1 [kNm]
Mcr	251,3 [kNm]	FS	3,63
yn	-18,79 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-1,3 [MPa]	VRdc	253,6 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-8,9 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	50,5 [MPa]	VRds	541,6 [kN]
k ₂	0,5	VRdmax	2395,7 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	30,0 [°]
s _{r,max}	- [cm]	sezione duttile	
w _k	- [mm]	ai	62,8 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8	valori limite	
k ₃	3,4	0,40 f _{ck}	13,3 [MPa]
k ₄	0,425	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
		w _{k,lim}	0,2 [mm]



14.2 Verifiche strutturali TR01 sez. B

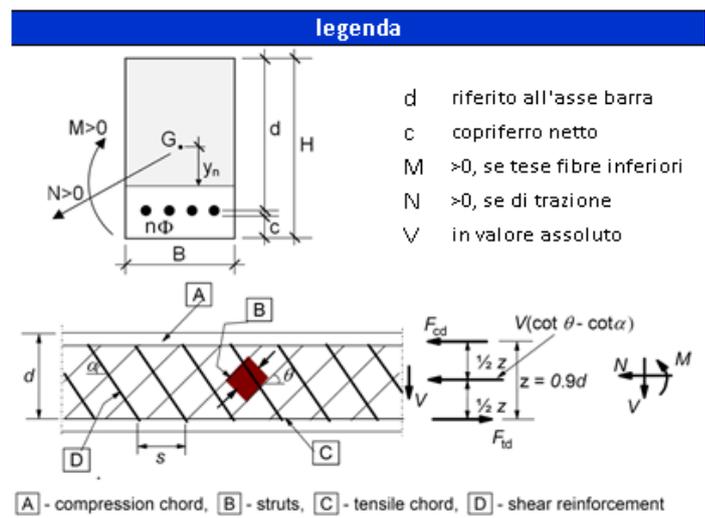
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 100 cm ed è armata con $\phi 20/20 + \phi 20/40$ superiori e $\phi 20/20$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	100	7,0	92,0	82,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	20	8,0	23,56	
5	20	92,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

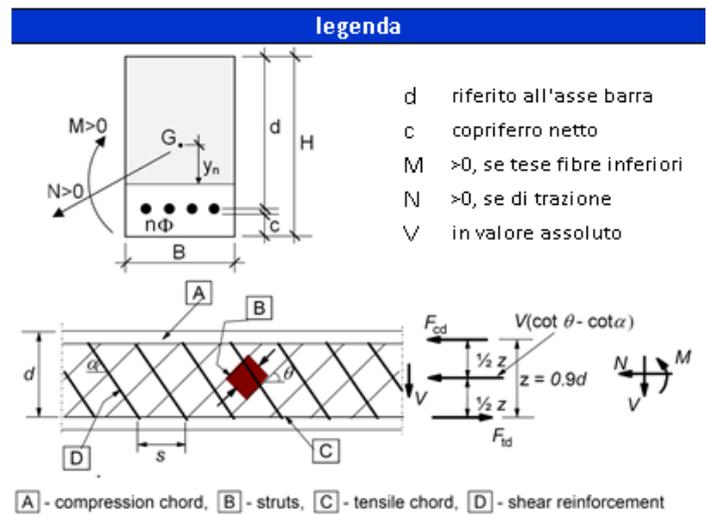
sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-288,23 [kNm]	M_{Ed}	-568,90 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
		V_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	-814,7 [kNm]
M_{cr}	-400,1 [kNm]	FS	1,43
		taglio	
y_n	29,01 [cm]	V_{Rdc}	285,3 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-2,8 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-26,4 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
$\sigma_{s,max}$	144,1 [MPa]	V_{Rdmax}	2965,5 [kN]
		θ	35,0 [°]
k_2	0,5	sezione	ductile
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [‰]	ai	92,0 [cm]
$s_{r,max}$	- [cm]		
w_k	- [mm]		



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	100	7,0	92,0	82,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	20	8,0	23,56	
5	20	92,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
M _{Ek}	189,91 [kNm]	M _{Ed}	306,23 [kNm]
N _{Ek}	0,00 [kN]	N _{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	0,0 [kNm]	M _{Rd}	556,1 [kNm]
M _{cr}	393,1 [kNm]	FS	1,82
y_n	-32,98 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-2,1 [MPa]	V _{Rdc}	285,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-16,9 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	140,7 [MPa]	V _{Rds}	0,0 [kN]
		V _{Rdmax}	2965,5 [kN]
k ₂	0,5	θ	35,0 [°]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	sezione	duttile
s _{r,max}	- [cm]	ai	92,0 [cm]
w _k	- [mm]		



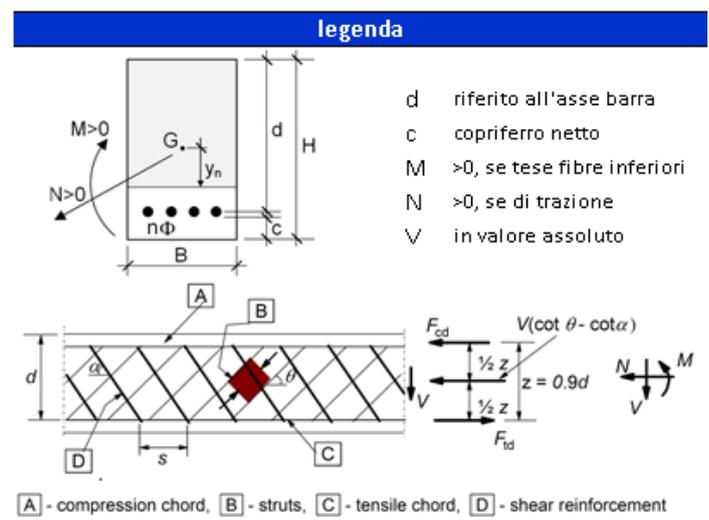
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 100 cm ed è armata con $\phi 20/20$ superiori e $\phi 20/20$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	100	7,0	92,0	82,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8,0	15,71	
5	20	92,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 116,57 [kNm]	MEd 277,70 [kNm]
NEk 0,00 [kN]	NEd 0,00 [kN]
tensioni e fessure	VEd 147,71 [kN]
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 556,0 [kNm]
Mcr 388,4 [kNm]	FS 2,00
yn -32,50 [cm]	taglio
$\sigma_{c,min}$ -1,4 [MPa]	V _{Rdc} 285,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -11,0 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 86,4 [MPa]	V _{Rds} 0,0 [kN]
k ₂ 0,5	V _{Rdmax} 2733,0 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	θ 30,0 [°]
s _{r,max} - [cm]	sezione duttile
w _k - [mm]	ai 92,0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



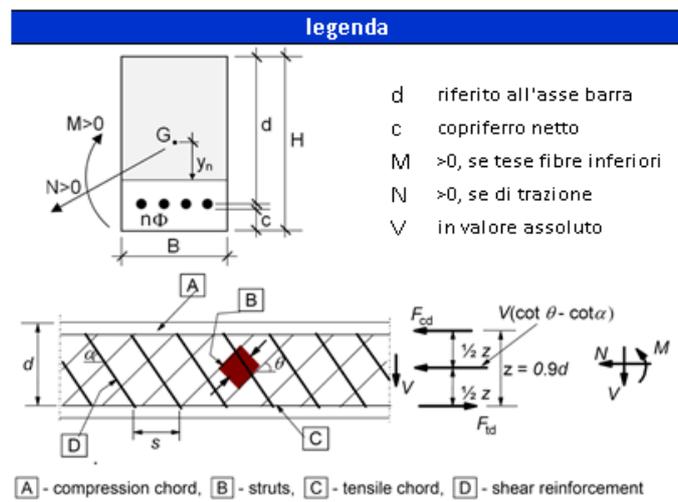
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 87 cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 20/20$ al lembo interno e $\phi 20/20$ al lembo esterno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	87	8,2	77,8	70,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	77,8	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 148,57 [kNm]	MEd 323,01 [kNm]
NEk -75,95 [kN]	NEd -75,95 [kN]
tensioni e fessure	VEd 186,72 [kN]
Mdec 11,5 [kNm]	MRd 512,1 [kNm]
Mcr 368,0 [kNm]	FS 1,59
y_n -24,62 [cm]	taglio
$\sigma_{c,min}$ -2,3 [MPa]	VRdc 300,5 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -17,7 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 107,8 [MPa]	VRds 670,9 [kN]
k_2 0,5	VRdmax 2968,0 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30,0 [°]
$s_{r,max}$ - [cm]	sezione duttile
w_k - [mm]	ai 77,8 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	13,3 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



14.3 Verifiche strutturali TR02 sez. A

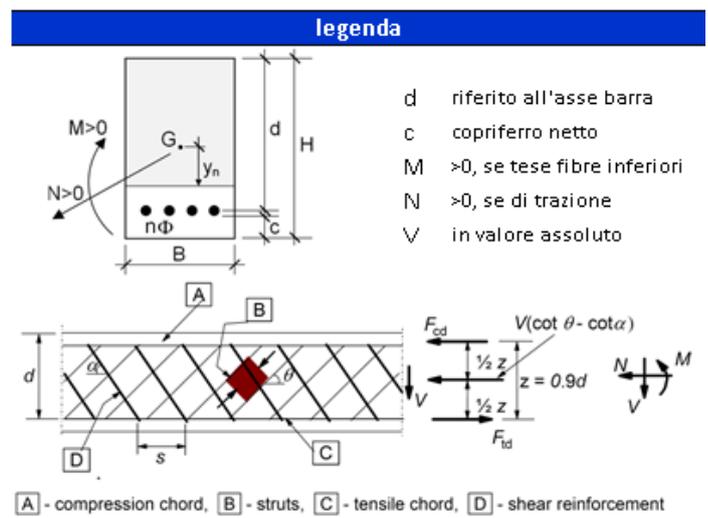
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 20/20 + \phi 20/40$ superiori e $\phi 20/20$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	102,0	91,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	20	8,0	23,56	
5	20	102,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

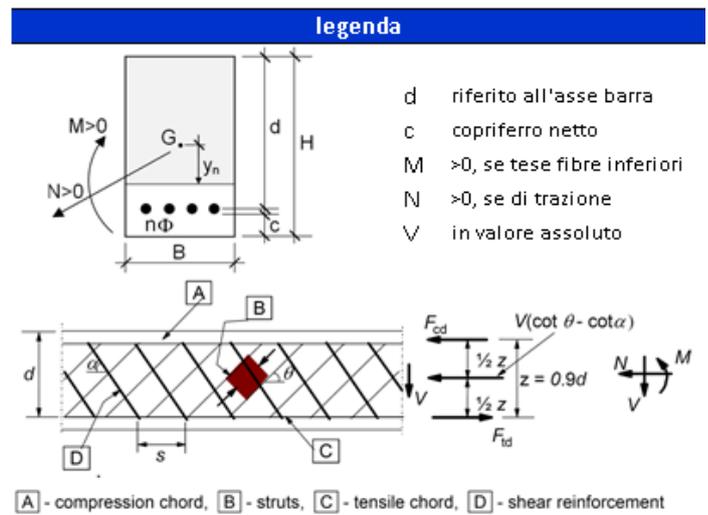
sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-351,61 [kNm]	M_{Ed}	-498,33 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	-907,5 [kNm]
M_{cr}	-480,8 [kNm]	FS	1,82
y_n	32,72 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-2,9 [MPa]	V_{Rdc}	308,7 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-28,3 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	157,9 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	3287,9 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	35,0 [°]
$S_{r,max}$	- [cm]	sezione duttile	
w_k	- [mm]	ai	102,0 [cm]



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	102,0	91,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	20	8,0	23,56	
5	20	102,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	173,61 [kNm]	M _{Ed}	287,65 [kNm]
N _{Ek}	0,00 [kN]	N _{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	0,0 [kNm]		
M _{cr}	473,0 [kNm]	M _{Rd}	618,7 [kNm]
		FS	2,15
y _n	-36,98 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-1,7 [MPa]	V _{Rdc}	308,7 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-13,8 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	115,6 [MPa]		
		V _{Rds}	0,0 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	3287,9 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	35,0 [°]
s _{r,max}	- [cm]	sezione	duatile
w _k	- [mm]	ai	102,0 [cm]



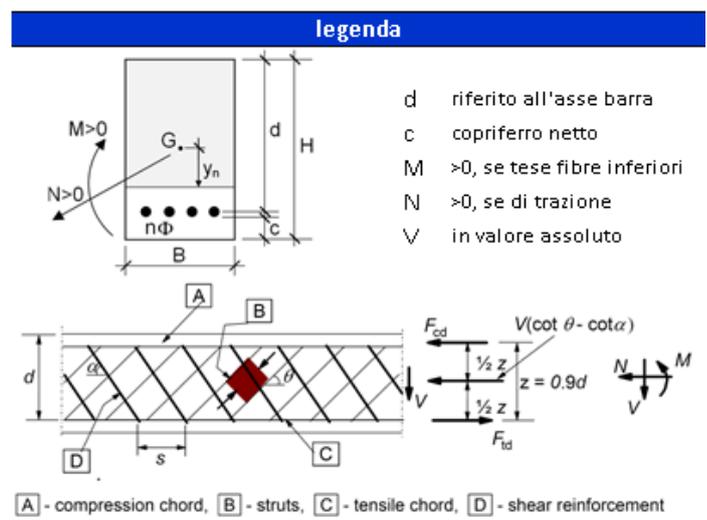
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 20/20$ superiori e $\phi 20/20$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	102,0	91,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8,0	15,71	
5	20	102,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	173,01 [kNm]	MEd	435,65 [kNm]
NEk	0,00 [kN]	NEd	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
Mdec	0,0 [kNm]	MRd	618,1 [kNm]
Mcr	467,6 [kNm]	FS	1,42
yn	-36,46 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-1,7 [MPa]	V_{Rdc}	308,7 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-14,5 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	115,2 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	3030,1 [kN]
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$	- [%]	θ	30,0 [°]
$s_{r,max}$	- [cm]	sezione	duttile
wk	- [mm]	ai	102,0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	valori limite	
k_3	3,4	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_4	0,425	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
		wk,lim	0,2 [mm]



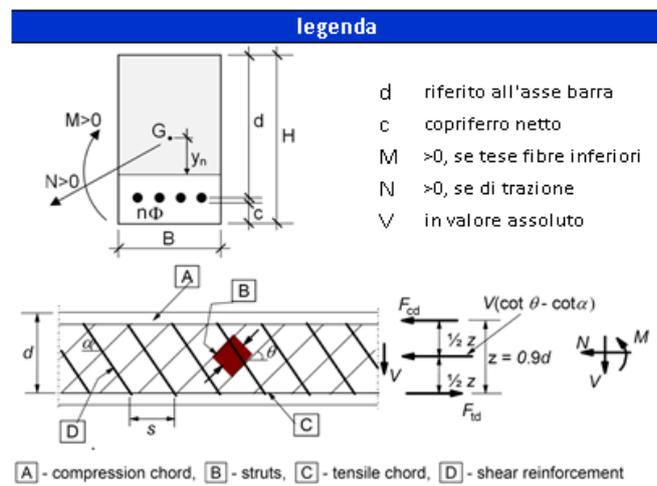
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 97 cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 20/20$ al lembo interno e $\phi 20/20$ al lembo esterno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	97	8,2	87,8	79,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	87,8	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 211,40 [kNm]	MEd 486,62 [kNm]
NEk -99,78 [kN]	NEd -99,78 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec 16,8 [kNm]	
Mcr 458,0 [kNm]	
y_n -28,12 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -2,7 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -22,2 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 134,1 [MPa]	
k_2 0,5	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	
$s_{r,max}$ - [cm]	
w_k - [mm]	
	MEd 486,62 [kNm]
	NEd -99,78 [kN]
	V_{Ed} 245,41 [kN]
	MEd 587,9 [kNm]
	FS 1,21
	taglio
	V_{Rdc} 331,5 [kN]
	non serve armatura a taglio
	V_{Rds} 757,1 [kN]
	V_{Rdmax} 3349,5 [kN]
	θ 30,0 [°]
	sezione duttile
	ai 87,8 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
fck	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
fcd	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8		
k_3	3,4		
k_4	0,425		
		valori limite	
		0,40 fck	13,3 [MPa]
		0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
		$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



14.4 Verifiche strutturali TR02 sez. B

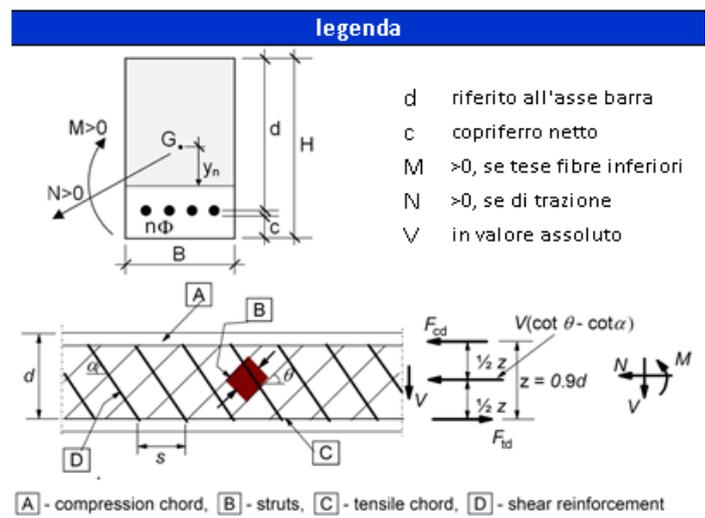
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 24/10$ superiori e $\phi 20/20$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	101,8	91,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	24	8,2	45,24	
5	20	107,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-509,08 [kNm]	M_{Ed}	-730,00 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
		V_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]		
M_{cr}	-520,2 [kNm]		
		M_{Rd}	-1731,0 [kNm]
		FS	2,37
y_n	25,68 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3,3 [MPa]	V_{Rdc}	308,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-44,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	121,2 [MPa]		
		V_{Rds}	0,0 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	3281,4 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	35,0 [°]
$s_{r,max}$	- [cm]	sezione	duttile
w_k	- [mm]	ai	101,8 [cm]



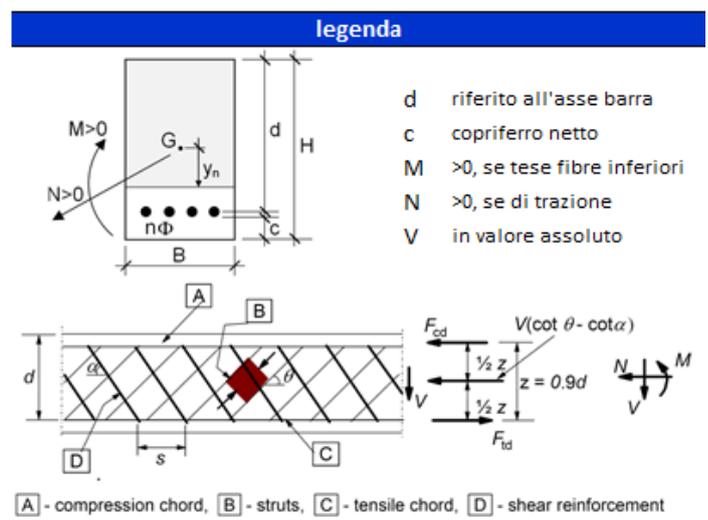
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 20/20$ superiori e con $\phi 20/20 + \phi 20/40$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	2,0	107,0	96,3
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8,0	15,71	
7,5	20	107,0	23,56	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 269,28 [kNm]	M_{Ed} 727,08 [kNm]
N_{Ek} 0,00 [kN]	N_{Ed} 0,00 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec} 0,0 [kNm]	
M_{cr} 488,4 [kNm]	
y_n -32,10 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -2,1 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -20,4 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 115,1 [MPa]	
k_2 0,5	
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$ - [%o]	
$s_{r,max}$ - [cm]	
w_k - [mm]	
	taglio
	M_{Rd} 954,3 [kNm]
	FS 1,31
	V_{Rdc} 320,3 [kN]
	non serve armatura a taglio
	V_{Rds} 0,0 [kN]
	V_{Rdmax} 3178,6 [kN]
	θ 30,0 [°]
	sezione duttile
	ai 107,0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ε_{uk}	75 [%o]
ν	0,540		
ε_{c2}	2,0 [%o]		
ε_{cu2}	3,5 [%o]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



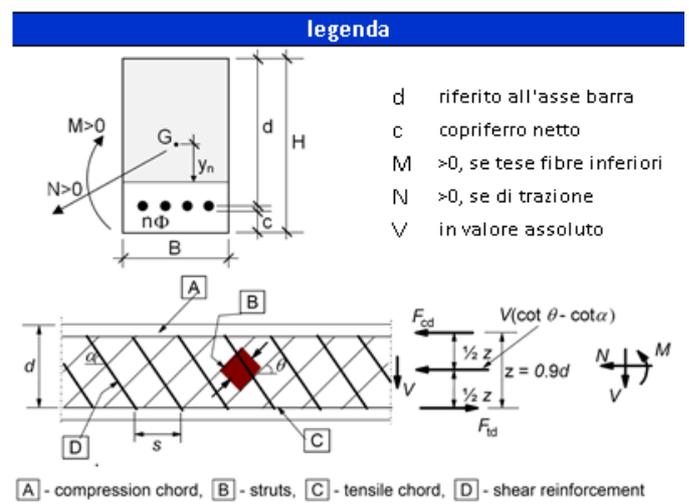
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 106 cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 20/20 + \phi 24/20$ al lembo esterno e $\phi 20/20$ al lembo interno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	106	8,2	96,7	87,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5,0	24	96,6	22,62	
2,5	20	96,8	7,85	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 395,94 [kNm]	MEd 929,81 [kNm]
NEk -123,41 [kN]	NEd -123,41 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec 22,5 [kNm]	MEd 1167,5 [kNm]
Mcr 574,2 [kNm]	FS 1,26
yn -25,65 [cm]	taglio
$\sigma_{c,min}$ -3,4 [MPa]	V_{Rdc} 358,9 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -33,6 [MPa]	predisporre armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 128,4 [MPa]	V_{Rds} 833,5 [kN]
k_2 0,5	V_{Rdmax} 3687,1 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30,0 [°]
$s_{r,max}$ - [cm]	sezione duttile
w_k - [mm]	ai 75,3 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
fck	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
fcd	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,520	valori limite	
ϵ_{c2}	2,0 [%]	0,40 fck	13,3 [MPa]
ϵ_{cu2}	3,5 [%]	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
α_e	15,0	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]
k_t	0,4		
k_1	0,8		
k_3	3,4		
k_4	0,425		



14.5 Verifiche strutturali TR02 (sezione simmetrica tra diaframmi)

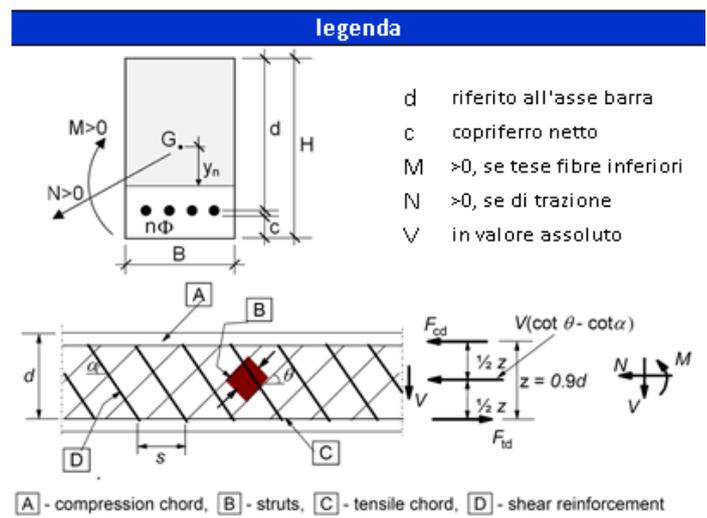
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20 + \phi 26/40$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 20/20$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	101,7	91,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	26	8,3	39,82	
5	20	96,8	15,71	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

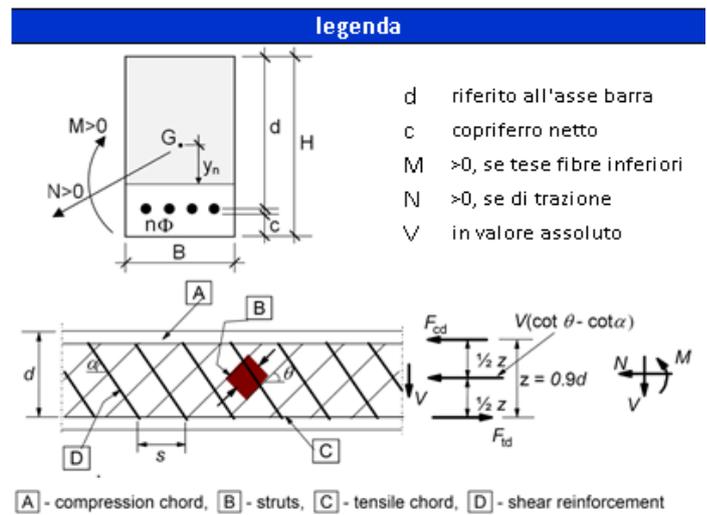
sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-353,15 [kNm]	M_{Ed}	-716,86 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
		V_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	-1511,0 [kNm]
M_{cr}	-539,8 [kNm]	FS	2,11
		taglio	
y_n	30,37 [cm]	V_{Rdc}	308,0 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-2,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-20,2 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
$\sigma_{s,max}$	95,2 [MPa]	V_{Rdmax}	3278,2 [kN]
		θ	35,0 [°]
k_2	0,5	sezione	duttile
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [‰]	ai	101,7 [cm]
$s_{r,max}$	- [cm]		
w_k	- [mm]		



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	100,5	90,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	26	8,3	39,82	
5	20	96,4	15,71	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,200 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	958,75 [kNm]	M _{Ed}	1389,58 [kNm]
N _{Ek}	0,00 [kN]	N _{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	0,0 [kNm]		
M _{cr}	568,2 [kNm]	M _{Rd}	2516,0 [kNm]
		FS	1,81
y _n	-21,91 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-5,1 [MPa]	V _{Rdc}	305,2 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-56,9 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	157,4 [MPa]		
		V _{Rds}	0,0 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	3239,2 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,49 [%]	θ	35,0 [°]
s _{r,max}	40,3 [cm]	sezione	duttile
w _k	0,199 [mm]	ai	100,5 [cm]



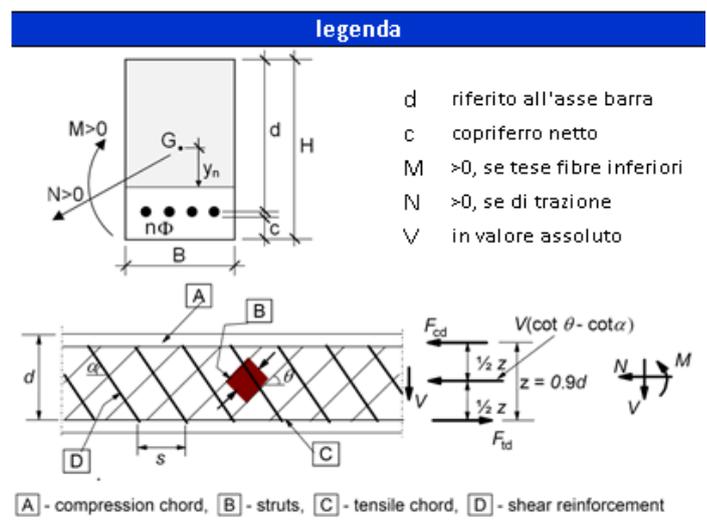
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 20/20$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e come armatura a taglio si dispongono $\phi 14/40 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	100,5	90,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
5	20	96,4	15,71	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	14	40	90	3,85

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
MEk 477,40 [kNm]	MEd 722,50 [kNm]	
NEk 0,00 [kN]	NEd 0,00 [kN]	
tensioni e fessure		
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 2501,6 [kNm]	
Mcr 558,3 [kNm]	FS 3,46	
y_n -20,88 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$ -2,7 [MPa]	V_{Rdc} 305,2 [kN]	predisporre armatura a tagli
$\sigma_{s,min}$ -30,1 [MPa]	V_{Rds} 589,7 [kN]	
$\sigma_{s,max}$ 78,8 [MPa]	V_{Rdmax} 2985,2 [kN]	θ 30,0 [°]
k_2 0,5	$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$ - [%]	sezione duttile
$\varepsilon_{r,max}$ - [cm]	w_k - [mm]	ai 78,3 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



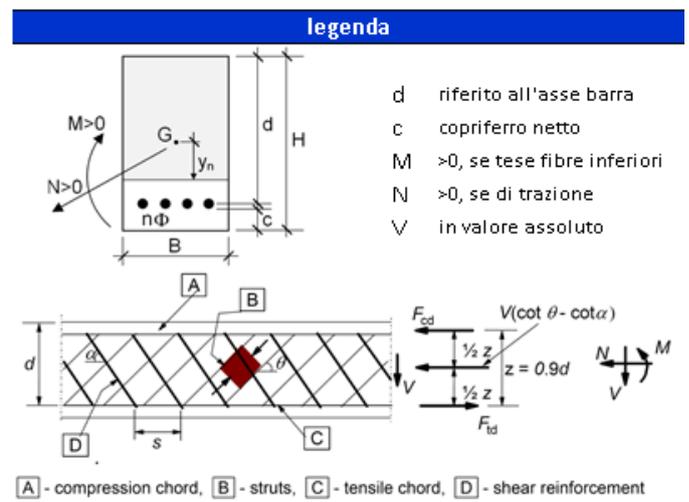
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 80 cm. Si tiene conto delle tolleranze esecutive dei diaframmi stimate pari a 5cm, quindi le verifiche sono effettuate considerando uno spessore pari a 75cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/20$ (2° strato) al lembo esterno e $\phi 26/10$ al lembo interno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	75	8,2	64,3	57,9
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	60,2	15,71	
10	26	65,5	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
MEk	412,10 [kNm]	MEd	636,56 [kNm]
NEk	-40,00 [kN]	NEd	-142,00 [kN]
tensioni e fessure			
Mdec	4,8 [kNm]	MRd	1580,2 [kNm]
Mcr	323,0 [kNm]	FS	2,48
taglio			
yn	-10,51 [cm]	VRdc	270,3 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-5,1 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-50,1 [MPa]	VRds	554,4 [kN]
$\sigma_{s,max}$	108,5 [MPa]	VRdmax	2452,6 [kN]
k ₂		θ	30,0 [°]
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0,33 [%]	sezione duttile	
Sr,max	38,2 [cm]	ai	50,1 [cm]
wk	0,124 [mm]		

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
valori limite			
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	13,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



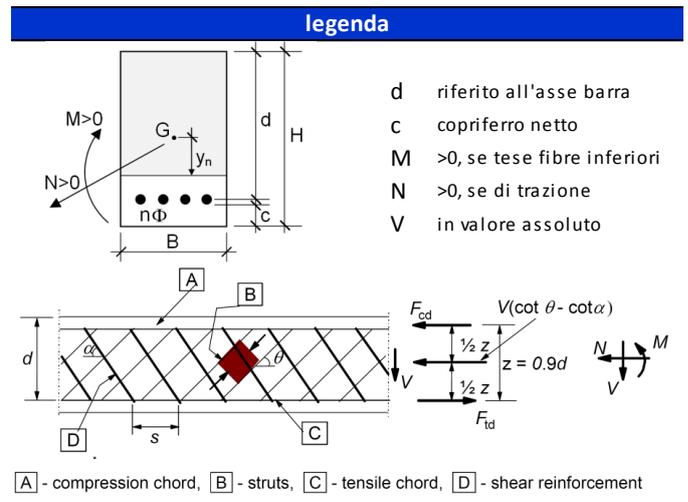


Azione assiale di trazione massima:

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	75	8,2	64,3	57,9
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	60,2	15,71	
10	26	65,5	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 96,20 [kNm]	MEd 135,06 [kNm]
NEk 252,92 [kN]	NEd 362,64 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec - [kNm]	
Mcr 288,1 [kNm]	
yn -25,12 [cm]	
σc,min -0,7 [MPa]	
σs,min -2,7 [MPa]	
σs,max 44,6 [MPa]	
k2 0,5	
εsm-εcm - [‰]	
Sr,max - [cm]	
wk - [mm]	
	taglio
	VRdc 205,4 [kN]
	non serve armatura a taglio
	VRds 554,4 [kN]
	VRdmax 2452,6 [kN]
	θ 30,0 [°]
	sezione duttile
	al 64,3 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	fyk	450 [MPa]
fck	33,2 [MPa]	γs	1,15
γc	1,5	fyd	391,3 [MPa]
αcc	0,85	Es	200000 [MPa]
fcd	18,8 [MPa]	εuk	75 [‰]
v	0,520		
εc2	2,0 [‰]		
εcu2	3,5 [‰]		
αe	15,0		
kt	0,4		
		valori limite	
k1	0,8	0,40 fck	13,3 [MPa]
k3	3,4	0,75 fyk	337,5 [MPa]
k4	0,425	wk,lim	0,2 [mm]



14.6 Verifiche strutturali TR03 (sezione tra palancole)

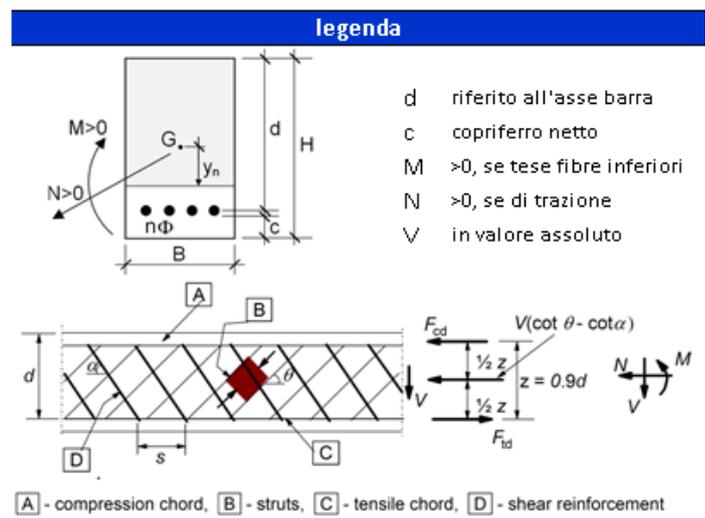
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 120 cm ed è armata con $\phi 24/10$ superiori e $\phi 24/20$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	120	7,0	111,8	100,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	24	8,2	45,24	
5	24	111,8	22,62	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,4 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-636,18 [kNm]	M_{Ed}	-938,42 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
		V_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	-1873,5 [kNm]
M_{cr}	-614,4 [kNm]	FS	2,00
		taglio	
y_n	29,23 [cm]	V_{Rdc}	331,4 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-3,5 [MPa]		non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$	-38,5 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
$\sigma_{s,max}$	138,1 [MPa]	V_{Rdmax}	3603,7 [kN]
		θ	35,0 [°]
k_2	0,5	sezione	duttile
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,41 [‰]	ai	111,8 [cm]
$s_{r,max}$	42,3 [cm]		
w_k	0,175 [mm]		



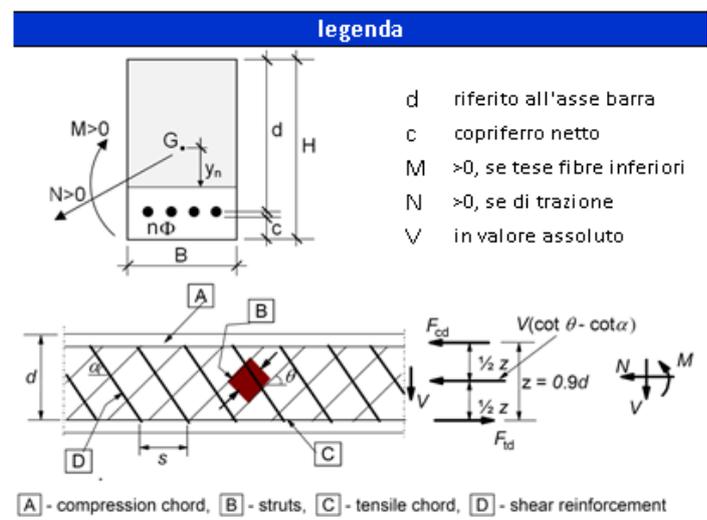
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 120 cm ed è armata con $\phi 24/20$ superiori e con $\phi 24/10$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	120	7,0	111,8	100,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	24	8,2	22,62	
10	24	111,8	45,24	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 492,56 [kNm]	MEd 1397,87 [kNm]
NEk 0,00 [kN]	NEd 0,00 [kN]
tensioni e fessure	VEd 359,44 [kN]
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 1873,5 [kNm]
Mcr 614,4 [kNm]	FS 1,34
yn -29,23 [cm]	taglio
$\sigma_{c,min}$ -2,7 [MPa]	V_{Rdc} 412,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -29,8 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 106,9 [MPa]	V_{Rds} 0,0 [kN]
k_2 0,5	V_{Rdmax} 3321,2 [kN]
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30,0 [°]
$s_{r,max}$ - [cm]	sezione duttile
w_k - [mm]	ai 111,8 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



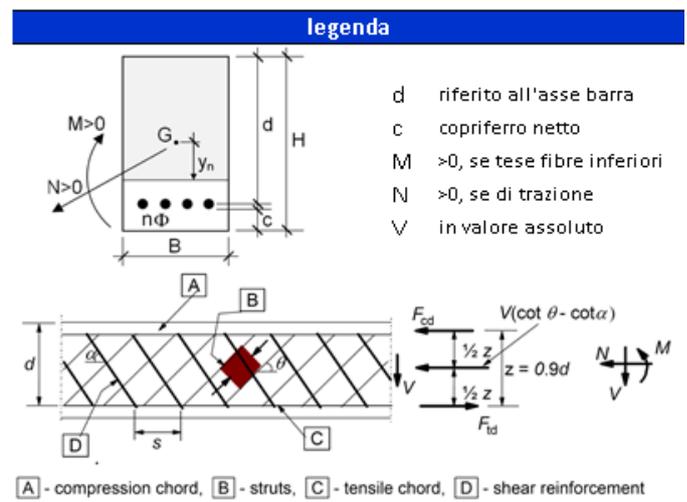
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 113 cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 24/10$ (1° strato) e $\phi 20/20$ (2° strato) al lembo esterno e $\phi 20/20$ al lembo interno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	113	8,2	102,3	92,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	98,4	15,71	
10	24	103,6	45,24	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
MEk 779,51 [kNm]	MEd 1865,43 [kNm]	
NEk -141,55 [kN]	NEd -141,55 [kN]	
tensioni e fessure		
Mdec 26,8 [kNm]	MRd 2350,4 [kNm]	
Mcr 705,5 [kNm]	FS 1,26	
yn -20,44 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$ -4,7 [MPa]	V_{Rdc} 376,4 [kN]	
$\sigma_{s,min}$ -52,6 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$ 132,4 [MPa]	V_{Rds} 881,8 [kN]	
k_2 0,5	V_{Rdmax} 3901,1 [kN]	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0,40 [%]	θ 30,0 [°]	
$s_{r,max}$ 45,0 [cm]	sezione duttile	
w_k 0,179 [mm]	ai 79,7 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
fck	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
fcd	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8		
k_3	3,4		
k_4	0,425		
valori limite			
	0,40 fck	13,3	[MPa]
	0,75 f _{yk}	337,5	[MPa]
	$w_{k,lim}$	0,2	[mm]



14.7 Verifiche strutturali TR03 (sezione simmetrica tra diaframmi)

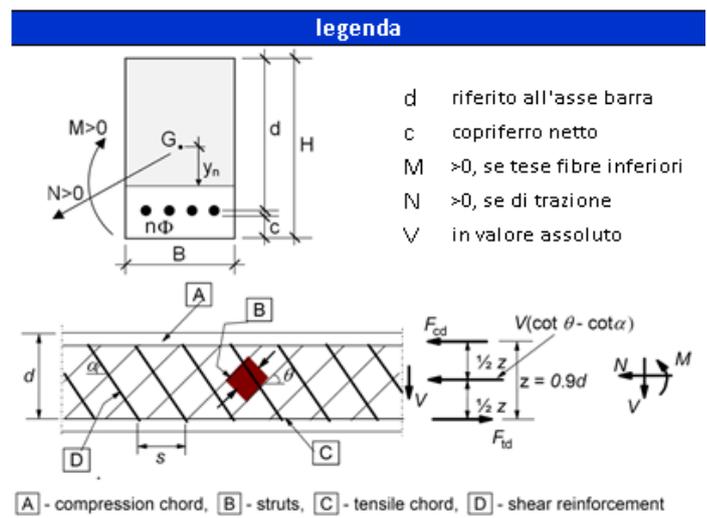
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20 + \phi 26/40$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/10$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	101,7	91,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	26	8,3	39,82	
10	26	96,5	53,09	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-417,52 [kNm]	M_{Ed}	-949,07 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
		V_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	-1531,1 [kNm]
M_{cr}	-554,3 [kNm]	FS	1,61
		taglio	
y_n	31,71 [cm]	V_{Rdc}	308,0 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-2,2 [MPa]		non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$	-21,6 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
$\sigma_{s,max}$	112,9 [MPa]	V_{Rdmax}	3278,2 [kN]
		θ	35,0 [°]
k_2	0,5	sezione	ductile
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	ai	101,7 [cm]
$s_{r,max}$	- [cm]		
w_k	- [mm]		



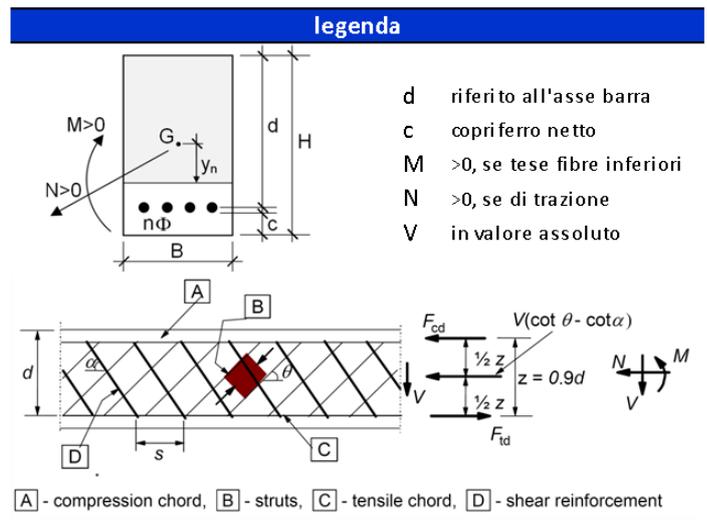


Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 315 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	99,1	89,2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	26	8,3	39,82	
10	26	96,5	53,09	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 1100,90 [kNm]	M_{Ed} 1581,82 [kNm]
N_{Ek} 0,00 [kN]	N_{Ed} 0,00 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec} 0,0 [kNm]	
M_{cr} 618,9 [kNm]	
y_n -15,78 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -5,2 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -61,5 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 124,3 [MPa]	
k_2 0,5	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0,41 [‰]	
$s_{r,max}$ 33,6 [cm]	
w_k 0,138 [mm]	
	M_{Rd} 3734,7 [kNm]
	FS 2,36
taglio	
	V_{Rdc} 302,0 [kN]
	non serve armatura a taglio
	V_{Rds} 0,0 [kN]
	V_{Rdmax} 3194,4 [kN]
	θ 35,0 [°]
	sezione duttile
	a1 99,1 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	210000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
valori limite			
k_1	0,8	$0,40 f_{ck}$	10,0 [MPa]
k_3	3,4	$0,75 f_{yk}$	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



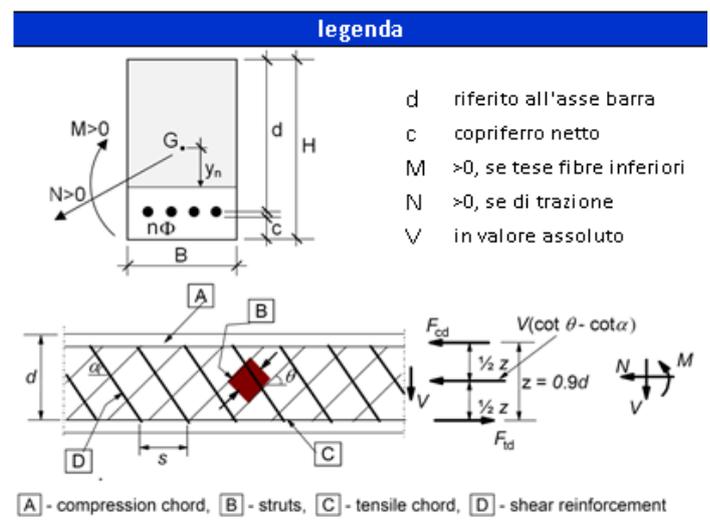
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/10$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 14/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	98,9	89,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
10	26	96,1	53,09	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7,70

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
M_{Ek} 1046,93 [kNm]	M_{Ed} 3070,23 [kNm]	
N_{Ek} 0,00 [kN]	N_{Ed} 0,00 [kN]	
tensioni e fessure	V_{Ed} 694,90 [kN]	
M_{dec} 0,0 [kNm]	M_{Rd} 3658,2 [kNm]	
M_{cr} 607,0 [kNm]	FS 1,19	
y_n -14,80 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$ -5,2 [MPa]	V_{Rdc} 301,5 [kN]	
$\sigma_{s,min}$ -62,1 [MPa]	predisporre armatura a tagli	
$\sigma_{s,max}$ 119,7 [MPa]	V_{Rds} 1160,8 [kN]	
k_2 0,5	V_{Rdmax} 2938,0 [kN]	
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$ 0,41 [%]	θ 30,0 [°]	
$s_{r,max}$ 33,5 [cm]	sezione duttile	
w_k 0,137 [mm]	ai 77,1 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]
		valori limite	



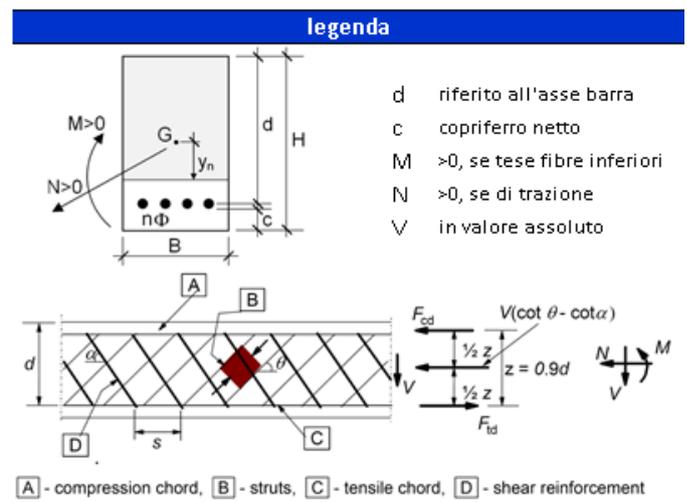
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 90 cm. Si tiene conto delle tolleranze esecutive dei diaframmi stimate pari a 10cm, quindi le verifiche sono effettuate considerando uno spessore pari a 80cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 30/10$ (1° strato) + $\phi 30/10$ (2° strato) al lembo esterno e $\phi 20/20$ al lembo interno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	67,3	60,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
10	30	64,3	70,69	
10	30	70,3	70,69	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
MEk	993,99 [kNm]	MEd 3004,54 [kNm]	
NEk	-90,00 [kN]	NEd -270,00 [kN]	
tensioni e fessure		VEd 690,08 [kN]	
Mdec	10,2 [kNm]	MRd	3034,6 [kNm]
Mcr	430,0 [kNm]	FS	1,01
		taglio	
yn	-4,21 [cm]	VRdc	294,7 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-9,3 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-103,4 [MPa]	VRds	718,6 [kN]
$\sigma_{s,max}$	134,2 [MPa]	VRdmax	2271,0 [kN]
		θ	25,0 [°]
k_2	0,5	sezione duttile	
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0,51 [%]	ai	64,9 [cm]
$s_{r,max}$	33,2 [cm]		
wk	0,170 [mm]		

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
valori limite			
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	13,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

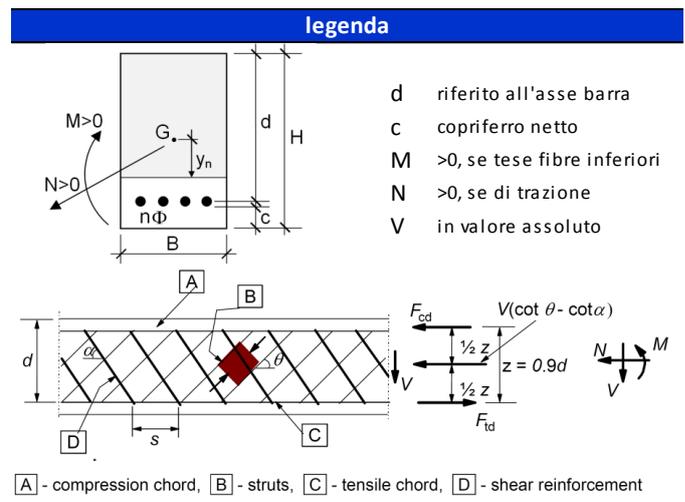


Azione assiale di trazione massima:

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	67,3	60,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
10	30	64,3	70,69	
10	30	70,3	70,69	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	13,3 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	445,45 [kNm]	M_{Ed}	618,59 [kNm]
N_{Ek}	217,81 [kN]	N_{Ed}	315,65 [kN]
		V_{Ed}	134,75 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	- [kNm]		
M_{cr}	395,2 [kNm]		
		M_{Rd}	2957,0 [kNm]
		FS	4,78
y_n	-7,99 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3,8 [MPa]	V_{Rdc}	220,8 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-40,9 [MPa]		non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$	68,6 [MPa]		
		V_{Rds}	580,4 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	2567,4 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,21 [‰]	θ	30,0 [°]
$S_{r,max}$	33,7 [cm]	sezione	duatile
w_k	0,069 [mm]	al	67,3 [cm]



14.8 Verifiche strutturali TR03 (sezione non simmetrica tra diaframmi)

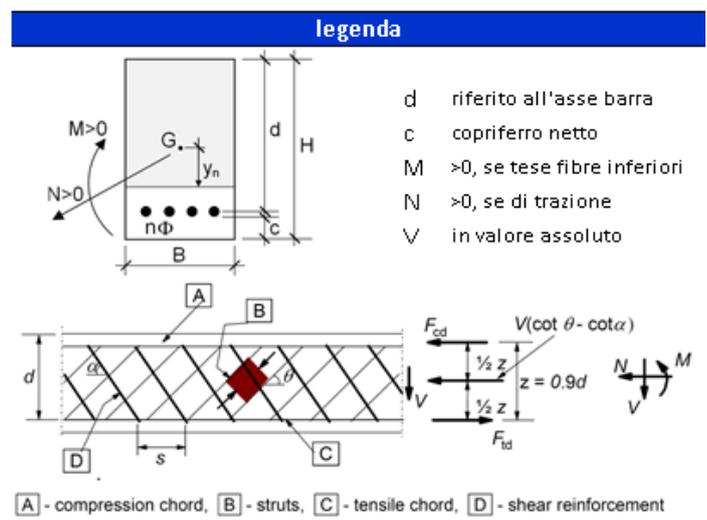
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 20/20$ (2° strato) superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/10$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	100,6	90,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
20	26	10,8	106,19	
5	20	96,8	15,71	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{suk}	75 [‰]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8		
k_3	3,4		
k_4	0,425		
		valori limite	
		0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
		0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
		$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	919,36 [kNm]	M_{Ed}	1477,73 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
		V_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]		
M_{cr}	601,3 [kNm]		
		M_{Rd}	2495,4 [kNm]
		FS	1,69
y_n	-25,50 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-4,1 [MPa]	V_{Rdc}	305,4 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-39,0 [MPa]		non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$	150,1 [MPa]		
		V_{Rds}	0,0 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	3242,1 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,47 [‰]	θ	35,0 [°]
$s_{r,max}$	41,0 [cm]	sezione	ductile
w_k	0,195 [mm]	ai	100,6 [cm]



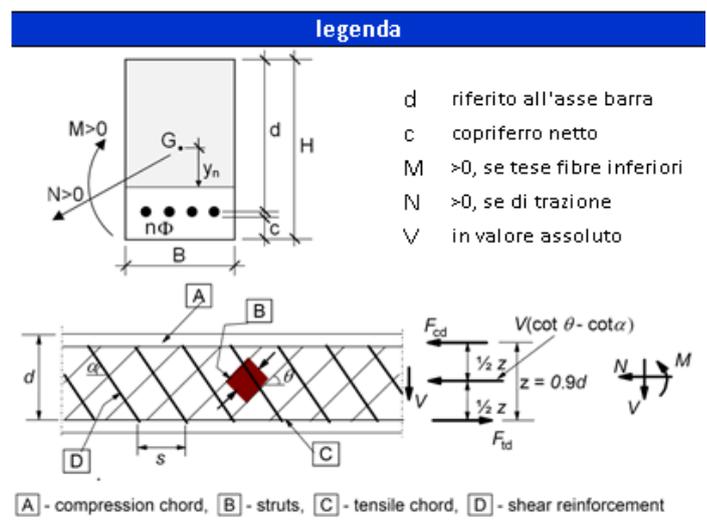
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/10$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/10$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 14/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	98,9	89,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	8,3	53,09	
10	26	96,1	53,09	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7,70

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
M_{Ek} 1171,45 [kNm]	M_{Ed} 3070,87 [kNm]	
N_{Ek} 0,00 [kN]	N_{Ed} 0,00 [kN]	
tensioni e fessure	V_{Ed} 680,79 [kN]	
M_{dec} 0,0 [kNm]	M_{Rd} 3766,3 [kNm]	
M_{cr} 627,9 [kNm]	FS 1,23	
y_n -16,81 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$ -5,3 [MPa]	V_{Rdc} 301,5 [kN]	
$\sigma_{s,min}$ -62,1 [MPa]	predisporre armatura a tagli	
$\sigma_{s,max}$ 132,1 [MPa]	V_{Rds} 1260,5 [kN]	
k_2 0,5	V_{Rdmax} 2812,5 [kN]	
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$ 0,47 [%]	θ 28,0 [°]	
$s_{r,max}$ 33,8 [cm]	sezione duttile	
w_k 0,158 [mm]	ai 83,7 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



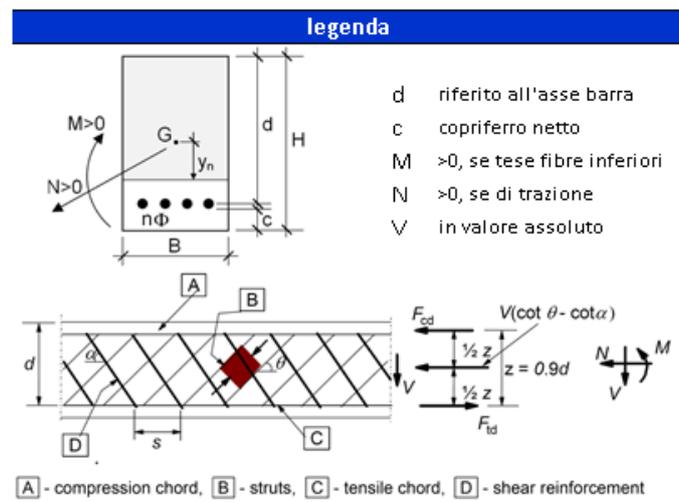
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 90 cm. Si tiene conto delle tolleranze esecutive dei diaframmi stimate pari a 10cm, quindi le verifiche sono effettuate considerando uno spessore pari a 80cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 30/10$ (1° strato) + $\phi 30/10$ (2° strato) al lembo esterno e $\phi 20/20$ al lembo interno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	67,3	60,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
10	30	64,3	70,69	
10	30	70,3	70,69	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
MEk 1105,84 [kNm]	MEd 3003,53 [kNm]	
NEk -293,00 [kN]	NEd -275,12 [kN]	
tensioni e fessure		
Mdec 33,1 [kNm]	MRd 3035,1 [kNm]	
Mcr 452,9 [kNm]	FS 1,01	
yn -3,08 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$ -10,6 [MPa]	V_{Rdc} 295,4 [kN]	
$\sigma_{s,min}$ -118,9 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$ 143,2 [MPa]	V_{Rds} 718,6 [kN]	
k_z 0,5	V_{Rdmax} 2271,0 [kN]	
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$ 0,56 [%]	θ 25,0 [°]	
$s_{r,max}$ 33,1 [cm]	sezione duttile	
wk 0,185 [mm]	ai 64,9 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	13,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

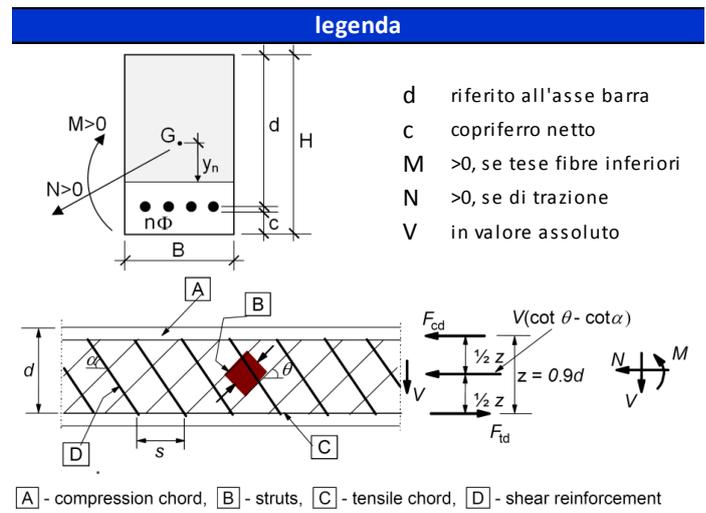


Azione assiale di trazione massima:

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	67,3	60,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
10	30	64,3	70,69	
10	30	70,3	70,69	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 444,91 [kNm]	M_{Ed} 617,78 [kNm]
N_{Ek} 210,77 [kN]	N_{Ed} 304,27 [kN]
V_{Ed} 134,46 [kN]	
tensioni e fessure	
M_{dec} - [kNm]	
M_{cr} 396,0 [kNm]	
y_n -7,89 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -3,8 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -41,0 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 68,3 [MPa]	
k_2 0,5	
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ 0,20 [‰]	
$s_{r,max}$ 33,6 [cm]	
w_k 0,069 [mm]	
	M_{Rd} 2958,7 [kNm]
	FS 4,79
	taglio
	V_{Rdc} 222,3 [kN]
	non serve armatura a taglio
	V_{Rds} 718,6 [kN]
	V_{Rdmax} 2271,0 [kN]
	θ 25,0 [°]
	sezione duttile
	al 67,3 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	18,8 [MPa]	ε_{uk}	75 [‰]
ν	0,520		
ε_{c2}	2,0 [‰]		
ε_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	$0,40 f_{ck}$	13,3 [MPa]
k_3	3,4	$0,75 f_{yk}$	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



14.9 Verifiche strutturali TR04 (sezione simmetrica tra diaframmi)

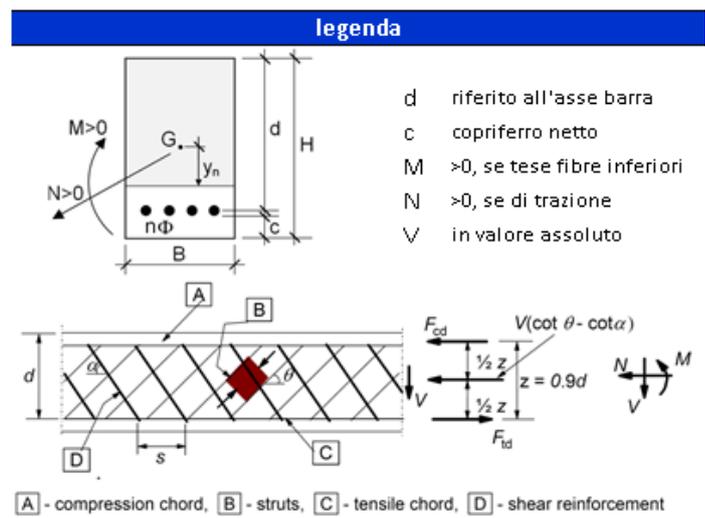
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzera ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/20$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	101,7	91,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
5	20	96,8	15,71	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

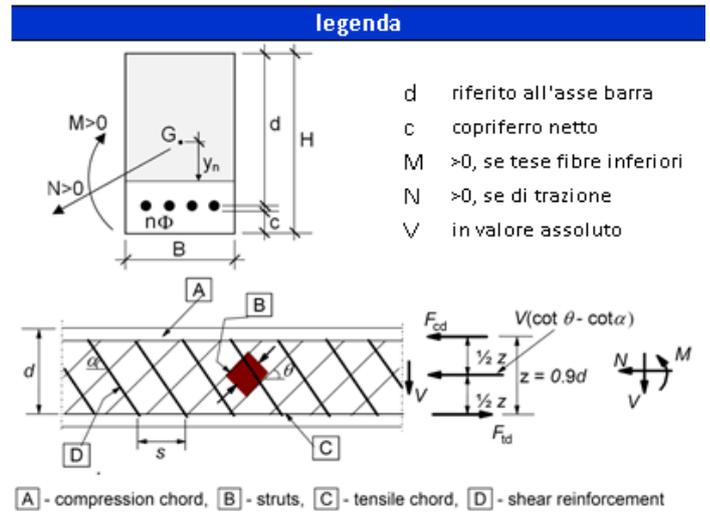
sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-145,88 [kNm]	M_{Ed}	-452,68 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
		V_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	-1030,9 [kNm]
M_{cr}	-516,6 [kNm]	FS	2,28
		taglio	
y_n	34,53 [cm]	V_{Rdc}	308,0 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-1,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-8,7 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
$\sigma_{s,max}$	58,4 [MPa]	V_{Rdmax}	3278,2 [kN]
		θ	35,0 [°]
k_2	0,5	sezione	duttile
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [‰]	ai	101,7 [cm]
$s_{r,max}$	- [cm]		
w_k	- [mm]		



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	100,0	90,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
5	26	96,5	26,55	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	954,36 [kNm]	M_{Ed}	1382,51 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	0,0 [kNm]		
M_{cr}	573,0 [kNm]	M_{Rd}	2860,5 [kNm]
y_n	-18,89 [cm]	FS	2,07
$\sigma_{c,min}$	-5,1 [MPa]	taglio	
$\sigma_{s,min}$	-58,9 [MPa]	V_{Rdc}	304,0 [kN]
$\sigma_{s,max}$	139,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
		V_{Rds}	0,0 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	3222,3 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,46 [%]	θ	35,0 [°]
$s_{r,max}$	37,5 [cm]	sezione	ductile
w_k	0,172 [mm]	ai	100,0 [cm]



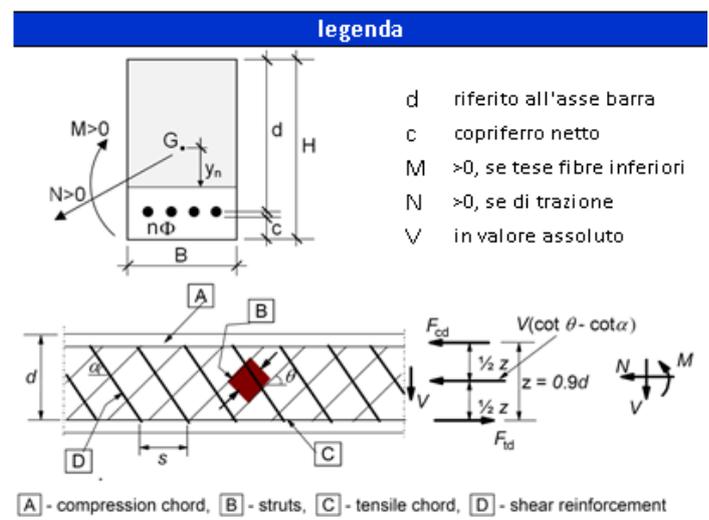
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/20$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 14/40 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	100,5	90,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
5	20	96,4	15,71	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	14	40	90	3,85

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 395,35 [kNm]	MEd 1001,02 [kNm]
NEk 0,00 [kN]	NEd 0,00 [kN]
tensioni e fessure	VEd 303,18 [kN]
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 2501,6 [kNm]
Mcr 558,3 [kNm]	FS 2,50
y_n -20,88 [cm]	taglio
$\sigma_{c,min}$ -2,2 [MPa]	V_{Rdc} 305,2 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -24,9 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 65,3 [MPa]	V_{Rds} 589,7 [kN]
k_2 0,5	V_{Rdmax} 2985,2 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30,0 [°]
$s_{r,max}$ - [cm]	sezione duttile
w_k - [mm]	ai 100,5 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



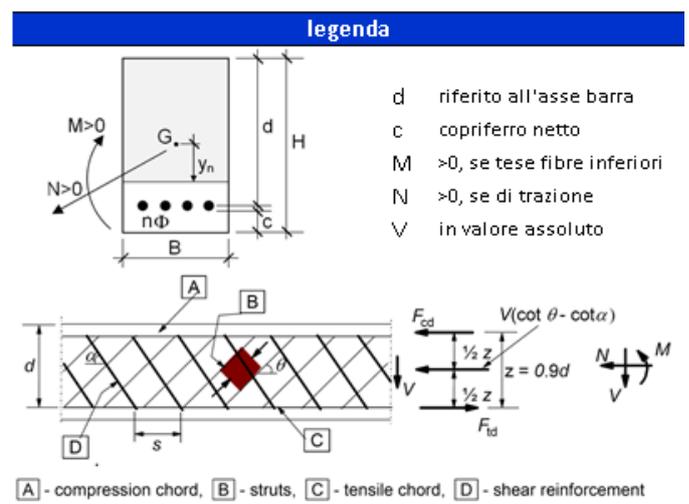
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 90 cm. Si tiene conto delle tolleranze esecutive dei diaframmi stimate pari a 10cm, quindi le verifiche sono effettuate considerando uno spessore pari a 80cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 26/10$ al lembo esterno e $\phi 20/20$ al lembo interno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	70,5	63,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
10	26	70,5	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
MEk	340,82 [kNm]	MEd 933,79 [kNm]	
NEk	227,93 [kN]	NEd 15,00 [kN]	
tensioni e fessure		VEd 296,63 [kN]	
Mdec	- [kNm]	MRd	1339,9 [kNm]
Mcr	317,0 [kNm]	FS	1,43
yn	-18,68 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3,6 [MPa]	V _{Rdc}	267,8 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-30,5 [MPa]	predisporre armatura a tagli	
$\sigma_{s,max}$	123,8 [MPa]	V _{Rds}	660,1 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	2574,6 [kN]
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0,37 [‰]	θ	28,0 [°]
S _{r,max}	44,2 [cm]	sezione duttile	
w _k	0,16 [mm]	ai	59,7 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε_{uk}	75 [‰]
ν	0,520		
ε_{c2}	2,0 [‰]		
ε_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
valori limite			
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	13,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



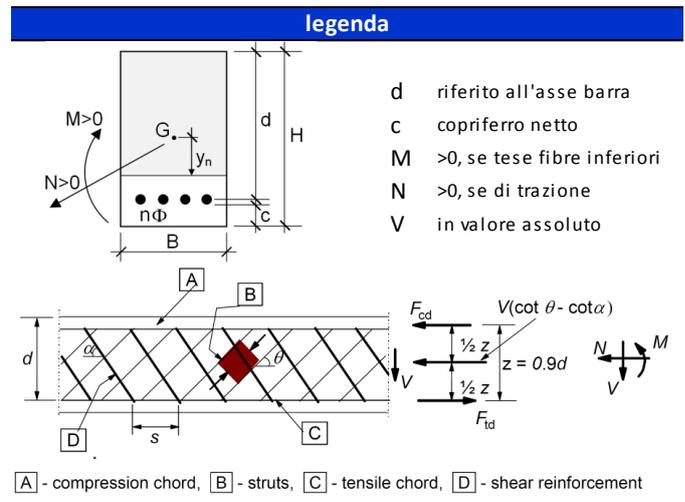


Azione assiale di trazione massima:

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	70,5	63,5
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
10	26	70,5	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 186,02 [kNm]	MEd 257,78 [kNm]
NEk 227,93 [kN]	NEd 329,42 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec - [kNm]	
Mcr 317,0 [kNm]	
yn -21,89 [cm]	
σc,min -1,8 [MPa]	
σs,min -13,1 [MPa]	
σs,max 77,2 [MPa]	
taglio	
	VRdc 226,2 [kN]
	non serve armatura a taglio
	VRds 660,1 [kN]
	VRdmax 2574,6 [kN]
	θ 28,0 [°]
	sezione duttile
	al 70,5 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,520		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
kt	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	13,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



14.10 Verifiche strutturali TR04 (sezione non simmetrica tra diaframmi)

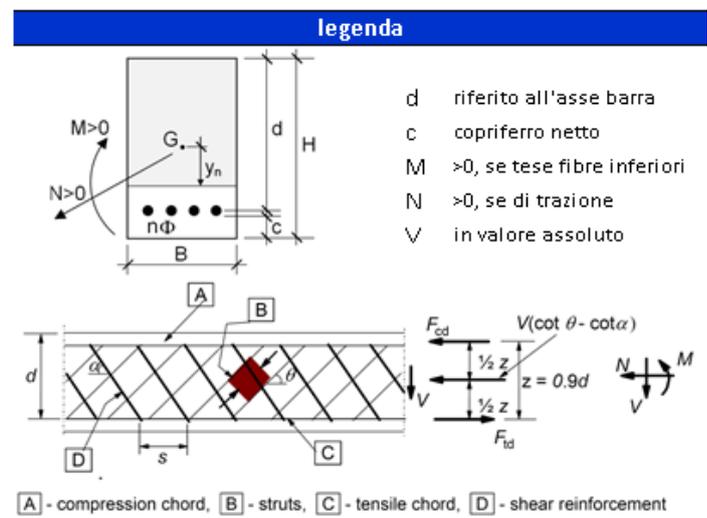
Sezione campata fondazione (sez. A)

La fondazione (C32/40) in mezzeria ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/20$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e non è necessario disporre di un'apposita armatura a taglio. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	101,7	91,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
5	26	96,5	26,55	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

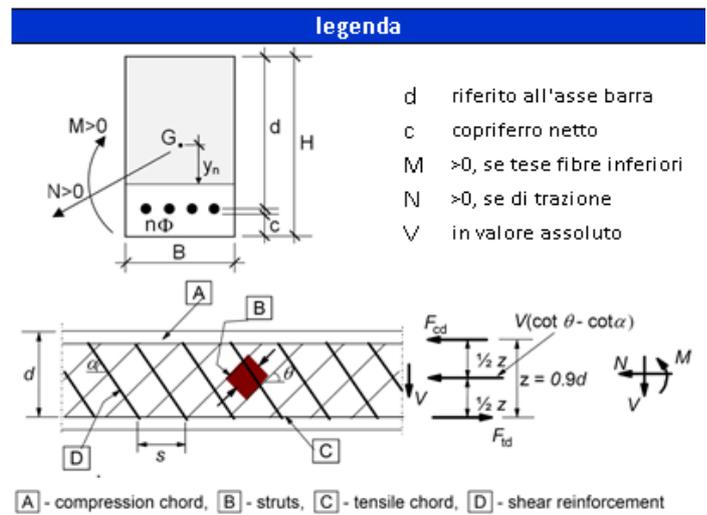
sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	-224,81 [kNm]	M_{Ed}	-564,54 [kNm]
N_{Ek}	0,00 [kN]	N_{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure		V_{Ed}	0,00 [kN]
M_{dec}	0,0 [kNm]	M_{Rd}	-1041,8 [kNm]
M_{cr}	-520,8 [kNm]	FS	1,85
y_n	34,83 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-1,5 [MPa]	V_{Rdc}	308,0 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-13,1 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	90,1 [MPa]	V_{Rds}	0,0 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	3278,2 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	θ	35,0 [°]
$S_{r,max}$	- [cm]	sezione duttile	
w_k	- [mm]	ai	101,7 [cm]



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	100,0	90,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
5	26	96,5	26,55	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	922,30 [kNm]	M _{Ed}	1339,18 [kNm]
N _{Ek}	0,00 [kN]	N _{Ed}	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	0,0 [kNm]		
M _{cr}	573,0 [kNm]	M _{Rd}	2860,5 [kNm]
		FS	2,14
y _n	-18,89 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-4,9 [MPa]	V _{Rdc}	304,0 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-57,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	134,3 [MPa]		
		V _{Rds}	0,0 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	3222,3 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,44 [%]	θ	35,0 [°]
s _{r,max}	37,5 [cm]	sezione	duttile
w _k	0,164 [mm]	ai	100,0 [cm]



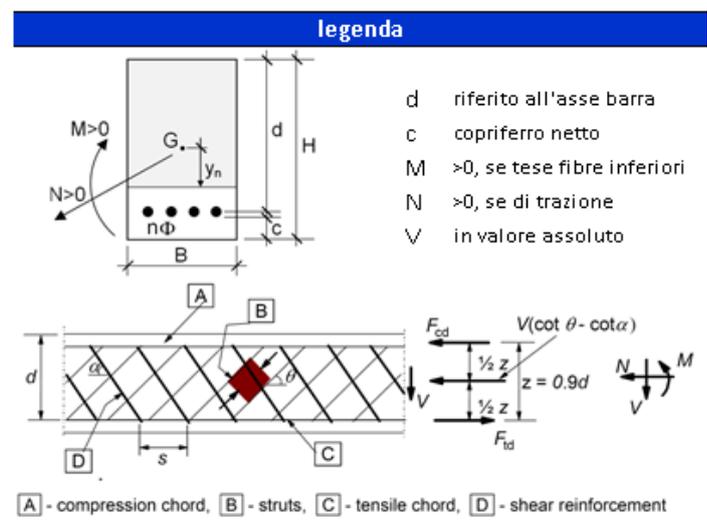
Sezione incastro fondazione (sez. B)

La fondazione (C32/40) nell'incastro ha uno spessore di 110 cm ed è armata con $\phi 26/20$ superiori e $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 26/20$ (2° strato) inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 14/40 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) e il raggio della barra orizzontale. La verifica è effettuata considerando un calcestruzzo con $R_{ck} = 30\text{MPa}$, come richiesto dal capitolato RFI nel paragrafo 6.5.5.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	110	7,0	99,8	89,9
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	8,3	26,55	
5	26	96,1	26,55	
10	26	101,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	14	40	90	3,85

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 649,22 [kNm]	M_{Ed} 1527,14 [kNm]
N_{Ek} 0,00 [kN]	N_{Ed} 0,00 [kN]
tensioni e fessure	V_{Ed} 289,41 [kN]
M_{dec} 0,0 [kNm]	M_{Rd} 2856,7 [kNm]
M_{cr} 572,4 [kNm]	FS 1,87
y_n -18,92 [cm]	taglio
$\sigma_{c,min}$ -3,5 [MPa]	V_{Rdc} 303,7 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -40,2 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 94,9 [MPa]	V_{Rds} 585,9 [kN]
k_2 0,5	V_{Rdmax} 2965,7 [kN]
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$ 0,28 [%]	θ 30,0 [°]
$s_{r,max}$ 37,5 [cm]	sezione duttile
w_k 0,107 [mm]	al 99,8 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	10,0 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]



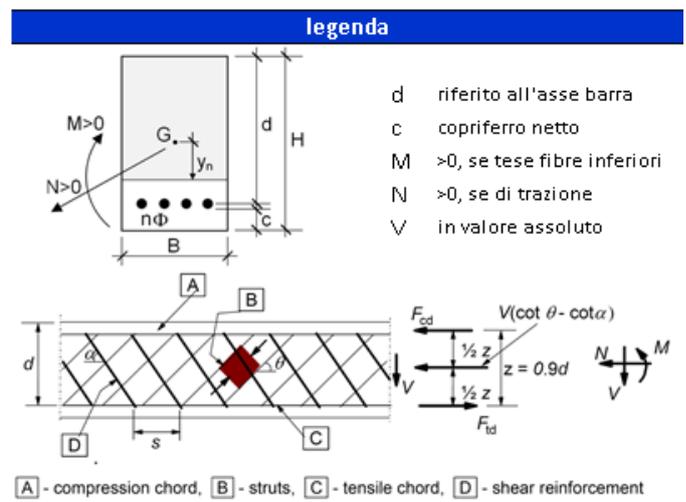
Sezione base piedritti (sez. C)

I piedritti laterali (C32/40) hanno uno spessore alla base di 90 cm. Si tiene conto delle tolleranze esecutive dei diaframmi stimate pari a 10cm, quindi le verifiche sono effettuate considerando uno spessore pari a 80cm. I piedritti all'incastro sono armati in verticale con $\phi 26/10$ (1° strato) + $\phi 20/20$ (2° strato) al lembo esterno e $\phi 20/20$ al lembo interno. In longitudinale si dispongono $\phi 20/20$ e a taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$), il diametro dello spillo ($\phi 12$) e il raggio della barra verticale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	69,3	62,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{s1}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	65,2	15,71	
10	26	70,5	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati		
SLE		SLU
MEk	577,19 [kNm]	MEd 1462,40 [kNm]
NEk	-58,00 [kN]	NEd -272,00 [kN]
tensioni e fessure		
Mdec	7,5 [kNm]	
Mcr	367,9 [kNm]	
yn	-11,61 [cm]	
$\sigma_{c,min}$	-6,3 [MPa]	V_{Rdc} 301,7 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-63,6 [MPa]	predisporre armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$	139,6 [MPa]	
k_2	0,5	V_{Rds} 648,8 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,45 [%]	V_{Rdmax} 2530,4 [kN]
$s_{r,max}$	38,9 [cm]	θ 28,0 [°]
wk	0,175 [mm]	sezione duttile
		ai 58,6 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
valori limite			
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	13,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]

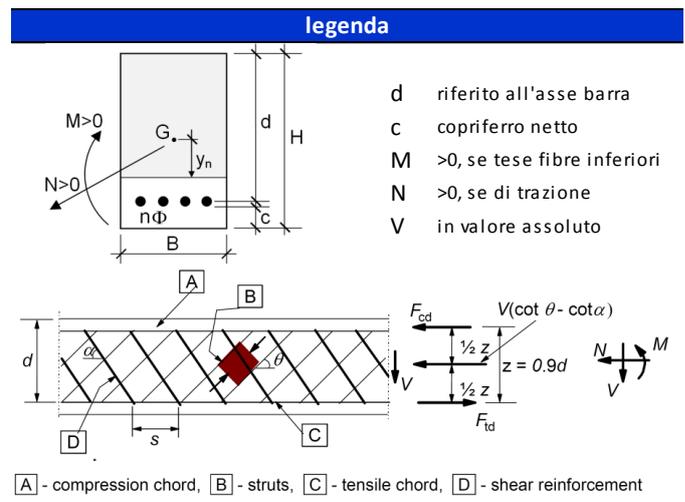


Azione assiale di trazione massima:

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8,2	69,3	62,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	9,2	15,71	
5	20	65,2	15,71	
10	26	70,5	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
		valori limite	
k_1	0,8	0,40 f_{ck}	13,3 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	309,53 [kNm]	M_{Ed}	427,33 [kNm]
N_{Ek}	206,97 [kN]	N_{Ed}	299,84 [kN]
		V_{Ed}	128,76 [kN]
tensioni e fessure			
M_{dec}	- [kNm]		
M_{cr}	333,8 [kNm]		
		M_{Rd}	1597,7 [kNm]
		FS	3,74
y_n	-16,41 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3,1 [MPa]	V_{Rdc}	227,4 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-28,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	91,3 [MPa]		
		V_{Rds}	648,8 [kN]
k_2	0,5	V_{Rdmax}	2530,4 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [‰]	θ	28,0 [°]
$S_{r,max}$	- [cm]	sezione	duttile
w_k	- [mm]	al	69,3 [cm]





15 TR02 – TR03 – TR04: reazioni in testa diaframmi

Si riportano le azioni assiali esercitate sui diaframmi dalle strutture interne. Le sezioni considerate sono quelle i cui carichi sono stati descritti nel capitolo 4210.

I valori negativi sono di trazione per i diaframmi, quelli positivi sono di compressione.

TR02 pk 4+500 tra diaframmi		
Combinazione		F3 [kN]
SLU	Max	567,92
SLU	Min	-153,36
SLV - SISMICA	Max	343,77
SLV - SISMICA	Min	-2,55
RARA	Max	403,41
RARA	Min	-23,88
UPL	Max	-70,97
UPL	Min	-95,48

TR03 pk 4+942.52 simmetrica tra diaframmi		
Combinazione		F3 [kN]
SLU	Max	663,79
SLU	Min	-356,40
sismica	Max	364,27
sismica	Min	-506,31
RARA	Max	456,86
RARA	Min	-150,02
UPL	Max	-243,92
UPL	Min	-253,19

TR03 pk 4+942.52 non simmetrica tra diaframmi			
combinazione		F3 [kN]	
SLU	Max	342,69	lato fabbricato (binario pari)
SLU	Min	-471,12	
sismica	Max	138,83	
sismica	Min	-126,64	
RARA	Max	237,40	
RARA	Min	-298,65	
UPL	Max	-366,42	
UPL	Min	-368,06	
SLU	Max	582,54	lato terreno (binario dispari)
SLU	Min	-440,67	
sismica	Max	-69,00	
sismica	Min	-491,27	
RARA	Max	416,89	
RARA	Min	-213,63	
UPL	Max	-320,04	



UPL	Min	-321,68	
-----	-----	---------	--

TR04 pk 6+925 simmetrica tra diaframmi		
Combinazione		F3 [kN]
SLU	Max	581,22
SLU	Min	-46,08
sismica	Max	333,69
sismica	Min	-28,41
RARA	Max	405,44
RARA	Min	63,19
UPL	Max	-3,14
UPL	Min	-5,57

TR04 pk 6+842.52 non simmetrica tra diaframmi			
combinazione		F3	
SLU	Max	338,16	lato fabbricato (binario pari)
SLU	Min	-177,36	
sismica	Max	151,87	
sismica	Min	-8,60	
RARA	Max	234,02	
RARA	Min	-77,93	
UPL	Max	-125,95	
UPL	Min	-127,77	
SLU	Max	538,57	lato terreno (binario dispari)
SLU	Min	-58,89	
sismica	Max	87,24	
sismica	Min	-114,21	
RARA	Max	383,81	
RARA	Min	59,17	
UPL	Max	-11,58	
UPL	Min	-13,38	

Si precisa che le reazioni in testa diaframmi relative alle opere IN09 e IN10 sono indicate nella relazione IN1712EI2CLTR0000003.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 335 di 361

16 TR01÷05: Verifica al galleggiamento – sezioni tra palancole

Si riportano nel presente capitolo le verifiche di sollevamento delle strutture. Si rileva in particolare la presenza della falda, che genera una spinta verso l'alto delle strutture, che dev'essere contrastata dai carichi verticali. La verifica viene effettuata tenendo conto del livello di falda di lungo termine.

Per le sezioni tra palancole, si analizzano tre situazioni:

- Presenza della falda a lungo termine in assenza dei carichi permanenti dovuti al ballast e al massetto, considerando solo il peso della struttura in cls e il peso del terreno sulla scarpa di fondazione.
- Presenza della falda a lungo termine e dei carichi permanenti dovuti al ballast, al sub ballast, al supercompattato, al massetto e al peso della struttura in cls. Non si considera il terreno presente sulle due scarpe di fondazione, ma si ipotizza che sia comunque presente l'acqua, fino alla quota della falda, per simulare in questo modo l'effetto di un possibile scavo profondo sotto falda eseguito in fregio ai manufatti.
- Presenza della falda a lungo termine e dei carichi permanenti dovuti al ballast, al sub ballast, al supercompattato, al massetto e al peso della struttura in cls. Il terreno si considera unicamente su una delle due scarpe, e nell'altra si ipotizza che sia comunque presente l'acqua, fino alla quota della falda, per simulare in questo modo l'effetto di un possibile scavo profondo sotto falda non simmetrico

La verifica viene effettuata valutando le azioni in gioco moltiplicate per i coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.III delle NTC 2008, di seguito riportata.

6.2.3.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4)$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici ($M2$).

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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



SEZIONE 1 PROGR. 4+197,53 (TR01)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					Verifica lungo termine		
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN	p.p. strutturale	371,24 kN
	16,4996	17,44	1	1	16,4996	25	412,5		2,24	10	22,4	17,44	390,66	Perm. Marciapiede	0 kN
TERRENO SULLA SCARPA														Terreno	82,69 kN
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT								Perm. Riempimento	0 kN
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								Perm. Ballast	0 kN
1,03	2,23	1	2	4,5938	20	91,9	504,37								453,93 kN
Spinta dell'acqua:														C.P.	Risultante
														1,1	429,72 kN
														OK	1,06

SEZIONE 1 PROGR. 4+197,53 (TR01)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccezionale simmetrica traslazione verticale		
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN	p.p. strutturale	371,24 kN
	16,4996	17,44	1	1	16,4996	25	412,5		2,24	10	22,4	17,44	390,66	Perm. Marciapiede	0 kN
ACQUA SULLA SCARPA														Acqua	22,62 kN
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT								cls magro	41,19 kN
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								Sub ballast	97,07 kN
1,03	1,22	1	2	2,5132	10	25,1								Perm. Ballast	131,41 kN
BALLAST															663,53 kN
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT								C.P.	Risultante
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								1,1	429,72 kN
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0								OK	1,54
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO															
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT										
m2	m		m3	kN/m ³	kN										
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9										
CLS MAGRO															
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT										
m2	m		m3	kN/m ³	kN										
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8	737,26									

SEZIONE 1 PROGR. 4+197,53 (TR01)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccez. non simmetrica traslazione verticale		
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN	p.p. strutturale	371,24 kN
	16,4996	17,44	1	1	16,4996	25	412,5		2,24	10	22,4	17,44	390,66	Perm. Marciapiede	0 kN
ACQUA SULLA SCARPA														Terreno	41,34 kN
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT								Acqua	11,31 kN
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								cls magro	41,19 kN
1,03	1,22	1	1	1,2566	10	12,6								Sub ballast	97,07 kN
BALLAST														Perm. Ballast	131,41 kN
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT									693,57 kN
m	m	m		m3	kN/m ³	kN									
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0									
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO														C.P.	Risultante
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT									1,1	429,72 kN
m2	m		m3	kN/m ³	kN									OK	1,61
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9										
CLS MAGRO															
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT										
m2	m		m3	kN/m ³	kN										
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8										
TERRENO SULLA SCARPA															
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT									
m	m	m		m3	kN/m ³	kN									
1,03	2,23	1	1	2,2969	20	45,9	770,6292								
Verifica condizione eccez. non simmetrica rotazione															
Carichi stabilizzanti:														braccio	Risultante
														8,72	371,24 kN
														0	0,00 kN
														0,515	41,34 kN
														16,925	11,31 kN
														8,72	41,19 kN
														8,72	97,07 kN
														8,72	131,41 kN
														MOMENTO	5801,46 kN
Spinta dell'acqua:														braccio	Risultante
														8,72	429,72 kN
MOMENTO															3747,17
														OK	1,55



SEZIONE 2 PROGR. 4+267,53 (TR01)

Carichi stabilizzanti:

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	18,9083	18,8	1	1	18,9083	25	472,7	

TERRENO SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
1,53	2,89	1	2	8,8434	20	176,9 649,58

Spinta dell'acqua

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
2,71	10	27,1	18,8	509,48

Verifica lungo termine

Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	425,44 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	159,18 kN
Perm. Riempimento	0,9	0 kN
Perm. Ballast	0,9	0 kN
		584,62 kN

Spinta dell'acqua:

C.P.	Risultante
1,1	560,43 kN
	OK 1,04

SEZIONE 2 PROGR. 4+267,53 (TR01)

Carichi stabilizzanti:

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	18,9083	18,8	1	1	18,9083	25	472,7	

ACQUA SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
1,53	1,91	1	2	5,8446	10	58,4

BALLAST

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0

SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO

Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9

CLS MAGRO

Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8 830,79

Spinta dell'acqua

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
2,71	10	27,1	18,8	509,48

Verifica condizione eccezionale simmetrica traslazione verticale

Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	425,44 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Acqua	0,9	52,60 kN
cls magro	0,9	41,19 kN
Sub ballast	0,9	97,07 kN
Perm. Ballast	0,9	131,41 kN
		747,71 kN

Spinta dell'acqua:

C.P.	Risultante
1,1	560,43 kN
	OK 1,33

SEZIONE 2 PROGR. 4+267,53 (TR01)

Carichi stabilizzanti:

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	18,9083	18,8	1	1	18,9083	25	472,7	

ACQUA SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
1,53	1,91	1	1	2,9223	10	29,2

BALLAST

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0

SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO

Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9

CLS MAGRO

Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8

TERRENO SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
1,53	2,89	1	1	4,4217	20	88,4 889,997

Spinta dell'acqua

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
2,71	10	27,1	18,8	509,48

Verifica condizione eccez. non simmetrica traslazione verticale

Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	425,44 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	79,59 kN
Acqua	0,9	26,30 kN
cls magro	0,9	41,19 kN
Sub ballast	0,9	97,07 kN
Perm. Ballast	0,9	131,41 kN
		801,00 kN

Spinta dell'acqua:

C.P.	Risultante
1,1	560,43 kN
	OK 1,43

Verifica condizione eccez. non simmetrica rotazione

Carichi stabilizzanti:	braccio	Risultante
p.p. strutturale	9,4	425,44 kN
Perm. Marciapiede	0	0,00 kN
Terreno	0,765	79,59 kN
Acqua	18,035	26,30 kN
cls magro	9,4	41,19 kN
Sub ballast	9,4	97,07 kN
Perm. Ballast	9,4	131,41 kN
		7069,24 kN

Spinta dell'acqua:

braccio	Risultante
9,4	560,43 kN
	OK 1,34



SEZIONE 3 PROGR. 4+315,62 (TR01)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica lungo termine				
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante				
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN						
	24,1356	19,34	1	1	24,1356	25	603,4		3,23	10	32,3	19,34	624,68	p.p. strutturale	0,9	543,05 kN			
														Perm. Marciapiede	0,9	0 kN			
														Terreno	0,9	200,28 kN			
														Perm. Riempimento	0,9	0 kN			
														Perm. Ballast	0,9	0 kN			
TERRENO SULLA SCARPA														743,33 kN					
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT													
m	m	m		m3	kN/m ³	kN													
1,83	3,04	1	2	11,1264	20	222,5	825,92												
														Spinta dell'acqua:					
														C.P.	Risultante				
														1,1	687,15 kN				
																OK	1,08		

SEZIONE 3 PROGR. 4+315,62 (TR01)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccezionale simmetrica			
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante			
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN					
	24,1356	19,34	1	1	24,1356	25	603,4		3,23	10	32,3	19,34	624,68	p.p. strutturale	0,9	543,05 kN		
														Perm. Marciapiede	0,9	0 kN		
														Acqua	0,9	73,46 kN		
														cls magro	0,9	41,19 kN		
														Sub ballast	0,9	97,07 kN		
														Perm. Ballast	0,9	131,41 kN		
ACQUA SULLA SCARPA														886,18 kN				
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT												
m	m	m		m3	kN/m ³	kN												
1,83	2,23	1	2	8,1618	10	81,6												
BALLAST														Spinta dell'acqua:				
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT									C.P.	Risultante		
m	m	m		m3	kN/m ³	kN									1,1	687,15 kN		
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0												
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO														OK 1,29				
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT													
m2	m		m3	kN/m ³	kN													
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9													
CLS MAGRO																		
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT													
m2	m		m3	kN/m ³	kN													
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8	984,64												

SEZIONE 3 PROGR. 4+315,62 (TR01)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccez. non simmetrica			
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante			
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN					
	24,1356	19,34	1	1	24,1356	25	603,4		3,23	10	32,3	19,34	624,682	p.p. strutturale	0,9	543,05 kN		
														Perm. Marciapiede	0,9	0 kN		
														Terreno	0,9	100,14 kN		
														Acqua	0,9	36,73 kN		
														cls magro	0,9	41,19 kN		
														Sub ballast	0,9	97,07 kN		
														Perm. Ballast	0,9	131,41 kN		
ACQUA SULLA SCARPA														949,59 kN				
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT												
m	m	m		m3	kN/m ³	kN												
1,83	2,23	1	1	4,0809	10	40,8												
BALLAST														Spinta dell'acqua:				
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT									C.P.	Risultante		
m	m	m		m3	kN/m ³	kN									1,1	687,15 kN		
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0												
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO														OK 1,38				
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT													
m2	m		m3	kN/m ³	kN													
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9													
CLS MAGRO														Verifica condizione eccez. non simmetrica				
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT													
m2	m		m3	kN/m ³	kN													
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8													
TERRENO SULLA SCARPA														rotazione				
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT												
m	m	m		m3	kN/m ³	kN												
1,83	3,04	1	1	5,5632	20	111,3	1055,0982											
														Carichi stabilizzanti:				
														braccio	Risultante			
														9,67	543,05 kN			
														Perm. Marciapiede	0	0,00 kN		
														Terreno	0,915	100,14 kN		
														Acqua	18,425	36,73 kN		
														cls magro	9,67	41,19 kN		
														Sub ballast	9,67	97,07 kN		
														Perm. Ballast	9,67	131,41 kN		
														MOMENTO	8627,37 kN			
														Spinta dell'acqua:				
														braccio	Risultante			
														9,67	687,15 kN			
														MOMENTO	6644,74			
																OK	1,30	



SEZIONE 1 PROGR. 4+390,62 (TR02)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN
	27,8118	19,34	1	1	27,8118	25	695,3		3,83	10	38,3	19,34	740,72
TERRENO SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,73	3,6	1	2	12,456	20	249,1	944,42						

Verifica lungo termine		
Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	625,77 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	224,21 kN
Perm. Riempimento	0,9	0 kN
Perm. Ballast	0,9	0 kN
		849,97 kN
Spinta dell'acqua:	C.P.	Risultante
	1,1	814,79 kN
		OK 1,04

SEZIONE 1 PROGR. 4+390,62 (TR02)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN
	27,8118	19,34	1	1	27,8118	25	695,3		3,83	10	38,3	19,34	740,72
ACQUA SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,73	2,73	1	2	9,4458	10	94,5							
BALLAST													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0							
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9								
CLS MAGRO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8	1089,39							

Verifica condizione eccezionale simmetrica traslazione verticale		
Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	625,77 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Acqua	0,9	85,01 kN
cls magro	0,9	41,19 kN
Sub ballast	0,9	97,07 kN
Perm. Ballast	0,9	131,41 kN
		980,45 kN
Spinta dell'acqua:	C.P.	Risultante
	1,1	814,79 kN
		OK 1,20

SEZIONE 1 PROGR. 4+390,62 (TR02)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN
	27,8118	19,34	1	1	27,8118	25	695,3		3,83	10	38,3	19,34	740,72
ACQUA SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,73	2,73	1	1	4,7229	10	47,2							
BALLAST													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0							
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9								
CLS MAGRO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8								
TERRENO SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,73	3,6	1	1	6,228	20	124,6	1166,7192						

Verifica condizione eccez. non simmetrica traslazione verticale		
Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	625,77 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	112,10 kN
Acqua	0,9	42,51 kN
cls magro	0,9	41,19 kN
Sub ballast	0,9	97,07 kN
Perm. Ballast	0,9	131,41 kN
		1050,05 kN
Spinta dell'acqua:	C.P.	Risultante
	1,1	814,79 kN
		OK 1,29

Verifica condizione eccez. non simmetrica rotazione		
Carichi stabilizzanti:	braccio	Risultante
p.p. strutturale	9,67	625,77 kN
Perm. Marciapiede	0	0,00 kN
Terreno	0,865	112,10 kN
Acqua	18,475	42,51 kN
cls magro	9,67	41,19 kN
Sub ballast	9,67	97,07 kN
Perm. Ballast	9,67	131,41 kN
		9541,15 kN
MOMENTO		
	braccio	Risultante
	9,67	814,79 kN
		7879,06
		OK 1,21



SEZIONE 2 PROGR. 4+476,89 (TR02)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica lungo termine		
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	ρ	Area	Spinta	p.p. strutturale	C.P.	Risultante	
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN	0,9			
	32,1065	21,4	1	1	32,1065	25	802,7		4,42	10	44,2	21,4	945,88	Perm. Marciapiede	0,9	722,40 kN	
TERRENO SULLA SCARPA														Terreno	0,9	433,12 kN	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT								Perm. Riempimento	0,9	0 kN	
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								Perm. Ballast	0,9	0 kN	
2,65	4,54	1	2	24,062	20	481,2	1283,90									1155,51 kN	
														Spinta dell'acqua:			
														C.P.	Risultante		
														1,1	1040,47 kN		
														OK 1,11			

SEZIONE 2 PROGR. 4+476,89 (TR02)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccezionale simmetrica traslazione verticale		
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	ρ	Area	Spinta	p.p. strutturale	C.P.	Risultante	
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN	0,9			
	32,1065	21,4	1	1	32,1065	25	802,7		4,42	10	44,2	21,4	945,88	Perm. Marciapiede	0,9	722,40 kN	
ACQUA SULLA SCARPA														Acqua	0,9	158,36 kN	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT								cls magro	0,9	41,19 kN	
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								Sub ballast	0,9	97,07 kN	
2,65	3,32	1	2	17,596	10	176,0								Perm. Ballast	0,9	131,41 kN	
BALLAST														Spinta dell'acqua:			
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT								C.P.	Risultante		
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								1,1	1040,47 kN		
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0								OK 1,11			
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO																	
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT												
m2	m		m3	kN/m ³	kN												
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9												
CLS MAGRO																	
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT												
m2	m		m3	kN/m ³	kN												
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8	1278,26											

SEZIONE 2 PROGR. 4+476,89 (TR02)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccez. non simmetrica traslazione verticale		
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	ρ	Area	Spinta	p.p. strutturale	C.P.	Risultante	
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN	0,9			
	32,1065	21,4	1	1	32,1065	25	802,7		4,42	10	44,2	21,4	945,88	Perm. Marciapiede	0,9	722,40 kN	
ACQUA SULLA SCARPA														Terreno	0,9	216,56 kN	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT								Acqua	0,9	79,18 kN	
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								cls magro	0,9	41,19 kN	
2,65	3,32	1	1	8,798	10	88,0								Sub ballast	0,9	97,07 kN	
BALLAST														Perm. Ballast	0,9	131,41 kN	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT								Spinta dell'acqua:			
m	m	m		m3	kN/m ³	kN								C.P.	Risultante		
10,14	0,8	1	1	8,112	18	146,0								1,1	1040,47 kN		
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO														OK 1,24			
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT												
m2	m		m3	kN/m ³	kN												
5,3928	1	1	5,3928	20	107,9												
CLS MAGRO																	
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT												
m2	m		m3	kN/m ³	kN												
1,9068	1	1	1,9068	24	45,8												
TERRENO SULLA SCARPA																	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT											
m	m	m		m3	kN/m ³	kN											
2,65	4,54	1	1	12,031	20	240,6	1430,8977										
														Verifica condizione eccez. non simmetrica rotazione			
														Carichi stabilizzanti:			
														p.p. strutturale	braccio	Risultante	
														10,7	722,40 kN		
														Perm. Marciapiede	0	0,00 kN	
														Terreno	1,325	216,56 kN	
														Acqua	20,075	79,18 kN	
														cls magro	10,7	41,19 kN	
														Sub ballast	10,7	97,07 kN	
														Perm. Ballast	10,7	131,41 kN	
														MOMENTO			
														12491,64 kN			
														Spinta dell'acqua:			
														braccio	Risultante		
														10,7	1040,47 kN		
														MOMENTO			
														11133,01			
														OK 1,12			



SEZIONE 4 PROGR. 4+530,53 (TR02)

Carichi stabilizzanti:

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	34,0538	21,4	1	1	34,0538	25	851,3	

TERRENO SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
2,62	4,73	1	2	24,7852	20	495,7 1347,05

Spinta dell'acqua

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
4,78	10	47,8	21,4	1022,92

Verifica lungo termine

Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	766,21 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	446,13 kN
Perm. Riempimento	0,9	0 kN
Perm. Ballast	0,9	0 kN

Spinta dell'acqua:

C.P.	Risultante
1,1	1125,21 kN
OK 1,08	

SEZIONE 4 PROGR. 4+530,53 (TR02)

Carichi stabilizzanti:

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	34,0538	21,4	1	1	34,0538	25	851,3	

ACQUA SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
2,62	3,68	1	2	19,2832	10	192,8

BALLAST

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
8	0,8	1	1	6,4	18	115,2

SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO

Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
3,3625	1	1	3,3625	20	67,3

CLS MAGRO

Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
5,6088	1	1	5,6088	24	134,6 1361,24

Spinta dell'acqua

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
4,78	10	47,8	21,4	1022,92

Verifica condizione eccezionale simmetrica

traslazione verticale

Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	766,21 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Acqua	0,9	173,55 kN
cls magro	0,9	121,15 kN
Sub ballast	0,9	60,53 kN
Perm. Ballast	0,9	103,68 kN

Spinta dell'acqua:

C.P.	Risultante
1,1	1125,21 kN
OK 1,09	

SEZIONE 4 PROGR. 4+530,53 (TR02)

Carichi stabilizzanti:

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	34,0538	21,4	1	1	34,0538	25	851,3	

ACQUA SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
2,62	3,68	1	1	9,6416	10	96,4

BALLAST

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
8	0,8	1	1	6,4	18	115,2

SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO

Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
3,3625	1	1	3,3625	20	67,3

CLS MAGRO

Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT
m2	m		m3	kN/m ³	kN
5,6088	1	1	5,6088	24	134,6

TERRENO SULLA SCARPA

Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT
m	m	m		m3	kN/m ³	kN
2,62	4,73	1	1	12,3926	20	247,9 1512,6742

Spinta dell'acqua

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
4,78	10	47,8	21,4	1022,92

Verifica condizione eccez. non simmetrica

traslazione verticale

Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	766,21 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	223,07 kN
Acqua	0,9	86,77 kN
cls magro	0,9	121,15 kN
Sub ballast	0,9	60,53 kN
Perm. Ballast	0,9	103,68 kN

Spinta dell'acqua:

C.P.	Risultante
1,1	1125,21 kN
OK 1,21	

Verifica condizione eccez. non simmetrica

rotazione

Carichi stabilizzanti:	braccio	Risultante
p.p. strutturale	10,7	766,21 kN
Perm. Marciapiede	0	0,00 kN
Terreno	1,31	223,07 kN
Acqua	20,09	86,77 kN
cls magro	10,7	121,15 kN
Sub ballast	10,7	60,53 kN
Perm. Ballast	10,7	103,68 kN

Spinta dell'acqua:

braccio	Risultante
10,7	1125,21 kN
MOMENTO 12039,77	
OK 1,10	



SEZIONE 1 PROGR. 4+675 (TR03)

Carichi stabilizzanti:

Spinta dell'acqua

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	38,7615	22,44	1	1	38,7615	25	969,0	

TERRENO SULLA SCARPA	Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT
	m	m	m		m3	kN/m ³	kN
	3,07	6,38	1	2	39,1732	20	783,5 1752,50

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
5,86	10	58,6	22,44	1314,98

Verifica lungo termine

Carichi stabilizzanti:

	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	872,13 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	705,12 kN
Perm. Riempimento	0,9	0 kN
Perm. Ballast	0,9	0 kN
		1577,25 kN

Spinta dell'acqua:

	C.P.	Risultante
	1,1	1446,48 kN
		OK 1,09

SEZIONE 1 PROGR. 4+675 (TR03)

Carichi stabilizzanti:

Spinta dell'acqua

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	38,7615	22,44	1	1	38,7615	25	969,0	

ACQUA SULLA SCARPA	Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT
	m	m	m		m3	kN/m ³	kN
	3,07	4,66	1	2	30,7840	10	307,8

BALLAST	Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT
	m	m	m		m3	kN/m ³	kN
	8	0,8	1	1	6,4	18	115,2

SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO	Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT
	m2	m		m3	kN/m ³	kN
	3,3625	1	1	3,3625	20	67,3

CLS MAGRO	Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT
	m2	m		m3	kN/m ³	kN
	6,1688	1	1	6,1688	24	148,1 1607,38

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
5,86	10	58,6	22,44	1314,98

Verifica condizione eccezionale simmetrica traslazione verticale

Carichi stabilizzanti:

	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	872,13 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Acqua	0,9	277,06 kN
cls magro	0,9	133,25 kN
Sub ballast	0,9	60,53 kN
Perm. Ballast	0,9	103,68 kN
		1446,64 kN

Spinta dell'acqua:

	C.P.	Risultante
	1,1	1446,48 kN
		OK 1,00

SEZIONE 1 PROGR. 4+675 (TR03)

Carichi stabilizzanti:

Spinta dell'acqua

CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN	
	38,7615	22,44	1	1	38,7615	25	969,0	

ACQUA SULLA SCARPA	Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT
	m	m	m		m3	kN/m ³	kN
	3,07	4,66	1	1	14,3062	10	143,1

BALLAST	Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT
	m	m	m		m3	kN/m ³	kN
	8	0,8	1	1	6,4	18	115,2

SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO	Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT
	m2	m		m3	kN/m ³	kN
	3,3625	1	1	3,3625	20	67,3

CLS MAGRO	Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT
	m2	m		m3	kN/m ³	kN
	6,1688	1	1	6,1688	24	148,1

TERRENO SULLA SCARPA	Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT
	m	m	m		m3	kN/m ³	kN
	3,07	6,38	1	1	19,5866	20	391,7 1834,3327

profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
m	kN/m ³	kPa	m2	kN
5,86	10	58,6	22,44	1314,984

Verifica condizione eccez. non simmetrica traslazione verticale

Carichi stabilizzanti:

	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	872,13 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	352,56 kN
Acqua	0,9	128,76 kN
cls magro	0,9	133,25 kN
Sub ballast	0,9	60,53 kN
Perm. Ballast	0,9	103,68 kN
		1650,90 kN

Spinta dell'acqua:

	C.P.	Risultante
	1,1	1446,48 kN
		OK 1,14

Verifica condizione eccez. non simmetrica rotazione

Carichi stabilizzanti:

	braccio	Risultante
p.p. strutturale	11,22	872,13 kN
Perm. Marciapiede	0	0,00 kN
Terreno	1,535	352,56 kN
Acqua	20,905	128,76 kN
cls magro	11,22	133,25 kN
Sub ballast	11,22	60,53 kN
Perm. Ballast	11,22	103,68 kN
		16355,56 kN

Spinta dell'acqua:

	braccio	Risultante
	11,22	1446,48 kN
		OK 1,01

MOMENTO 16229,53



SEZIONE 4 PROGR. 6+949,62 (TR04)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN
	32,0753	19,44	1	1	32,0753	25	801,9		3	10	30	19,44	583,20
TERRENO SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,63	3,89	1	2	12,6814	20	253,6	1055,51						

Verifica lungo termine		
Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	721,69 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	228,27 kN
Perm. Riempimento	0,9	0 kN
Perm. Ballast	0,9	0 kN
		949,96 kN
Spinta dell'acqua:	C.P.	Risultante
	1,1	641,52 kN
		OK 1,48

SEZIONE 4 PROGR. 6+949,62 (TR04)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN
	32,0753	19,44	1	1	32,0753	25	801,9		3	10	30	19,44	583,20
ACQUA SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,63	1,9	1	2	6,194	10	61,9							
BALLAST													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
8	0,8	1	1	6,4	18	115,2							
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
3,3625	1	1	3,3625	20	67,3								
CLS MAGRO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
5,6088	1	1	5,6088	24	134,6	1180,88							

Verifica condizione eccezionale simmetrica		
traslazione verticale		
Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	721,69 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Acqua	0,9	55,75 kN
cls magro	0,9	121,15 kN
Sub ballast	0,9	60,53 kN
Perm. Ballast	0,9	103,68 kN
		1062,80 kN
Spinta dell'acqua:	C.P.	Risultante
	1,1	641,52 kN
		OK 1,66

SEZIONE 4 PROGR. 6+949,62 (TR04)

Carichi stabilizzanti:								Spinta dell'acqua					
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN
	32,0753	19,44	1	1	32,0753	25	801,9		3	10	30	19,44	583,20
ACQUA SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,63	1,9	1	1	3,097	10	31,0							
BALLAST													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
8	0,8	1	1	6,4	18	115,2							
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
3,3625	1	1	3,3625	20	67,3								
CLS MAGRO													
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT								
m2	m		m3	kN/m ³	kN								
5,6088	1	1	5,6088	24	134,6								
TERRENO SULLA SCARPA													
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT							
m	m	m		m3	kN/m ³	kN							
1,63	3,89	1	1	6,3407	20	126,8	1276,7277						

Verifica condizione eccez. non simmetrica		
traslazione verticale		
Carichi stabilizzanti:	C.P.	Risultante
p.p. strutturale	0,9	721,69 kN
Perm. Marciapiede	0,9	0 kN
Terreno	0,9	114,13 kN
Acqua	0,9	27,87 kN
cls magro	0,9	121,15 kN
Sub ballast	0,9	60,53 kN
Perm. Ballast	0,9	103,68 kN
		1149,05 kN
Spinta dell'acqua:	C.P.	Risultante
	1,1	641,52 kN
		OK 1,79

Verifica condizione eccez. non simmetrica		
rotazione		
Carichi stabilizzanti:	braccio	Risultante
p.p. strutturale	9,72	721,69 kN
Perm. Marciapiede	0	0,00 kN
Terreno	0,815	114,13 kN
Acqua	18,625	27,87 kN
cls magro	9,72	121,15 kN
Sub ballast	9,72	60,53 kN
Perm. Ballast	9,72	103,68 kN
		10400,67 kN
Spinta dell'acqua:	braccio	Risultante
	9,72	641,52 kN
		OK 1,67



SEZIONE 1 PROGR. 7+074,52 (TR05)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica lungo termine	
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante	
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN			
	25,1144	17,44	1	1	25,1144	25	627,9		1,83	10	18,3	17,44	319,15	0,9	565,07 kN	
TERRENO SULLA SCARPA																
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT										
m	m	m		m3	kN/m ³	kN										
1,63	3,89	1	2	12,6814	20	253,6	881,49									
														793,34 kN		
														C.P.	Risultante	
														1,1	351,07 kN	
														OK 2,26		

SEZIONE 1 PROGR. 7+074,52 (TR05)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccezionale simmetrica traslazione verticale	
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante	
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN			
	25,1144	17,44	1	1	25,1144	25	627,9		1,83	10	18,3	17,44	319,15	0,9	565,07 kN	
ACQUA SULLA SCARPA																
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT										
m	m	m		m3	kN/m ³	kN										
1,63	0,73	1	2	2,3798	10	23,8										
BALLAST																
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT										
m	m	m		m3	kN/m ³	kN										
8	0,8	1	1	6,4	18	115,2										
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO																
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT											
m2	m		m3	kN/m ³	kN											
3,3625	1	1	3,3625	20	67,3											
CLS MAGRO																
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT											
m2	m		m3	kN/m ³	kN											
5,6088	1	1	5,6088	24	134,6	968,72										
														871,85 kN		
														C.P.	Risultante	
														1,1	351,07 kN	
														OK 2,48		

SEZIONE 1 PROGR. 7+074,52 (TR05)

Carichi stabilizzanti:										Spinta dell'acqua					Verifica condizione eccez. non simmetrica traslazione verticale		
CLS	Area	L base	Lunghezza	n°	V	γ cls	TOT	TOT	profondità	γ acqua	p	Area	Spinta	C.P.	Risultante		
	m2	m	m		m3	kN/m ³	kN		m	kN/m ³	kPa	m2	kN				
	25,1144	17,44	1	1	25,1144	25	627,9		1,83	10	18,3	17,44	319,152	0,9	565,07 kN		
ACQUA SULLA SCARPA																	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ acqua	TOT											
m	m	m		m3	kN/m ³	kN											
1,63	0,73	1	1	1,1899	10	11,9											
BALLAST																	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ ballast	TOT											
m	m	m		m3	kN/m ³	kN											
8	0,8	1	1	6,4	18	115,2											
SUB-BALLAST E SUPERCOMPATTATO																	
Area	Lunghezza	n°	V	γ sub	TOT												
m2	m		m3	kN/m ³	kN												
3,3625	1	1	3,3625	20	67,3												
CLS MAGRO																	
Area	Lunghezza	n°	V	γ magro	TOT												
m2	m		m3	kN/m ³	kN												
5,6088	1	1	5,6088	24	134,6												
TERRENO SULLA SCARPA																	
Larghezza	Spessore	Lunghezza	n°	V	γ terreno	TOT											
m	m	m		m3	kN/m ³	kN											
1,63	3,89	1	1	6,3407	20	126,8	1083,6342										
														975,27 kN			
														C.P.	Risultante		
														1,1	351,07 kN		
														OK 2,78			
Verifica condizione eccez. non simmetrica rotazione																	
Carichi stabilizzanti:																	
p.p. strutturale																braccio	Risultante
Perm. Marciapiede																8,72	565,07 kN
Terreno																0	0,00 kN
Acqua																0,815	114,13 kN
cls magro																16,625	10,71 kN
Sub ballast																8,72	121,15 kN
Perm. Ballast																8,72	60,53 kN
																8,72	103,68 kN
																MOMENTO	7686,80 kN
																Spinta dell'acqua:	
																braccio	Risultante
																8,72	351,07 kN
																MOMENTO	3061,31
																OK 2,51	

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 345 di 361

17 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

Si riporta in questo capitolo la verifica a capacità portante del concio di TR03 C12, in corrispondenza della sezione di calcolo TR03 sez. A, dal momento che in corrispondenza di tale concio la trincea ha l'altezza dei piedritti massima.

17.1 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi del concio considerato è riportata nel paragrafo 10.6. Si riportano le combinazioni più significative, che massimizzano le sollecitazioni in fondazione.

Le convenzioni di segno sono le seguenti:

FX: forza di taglio

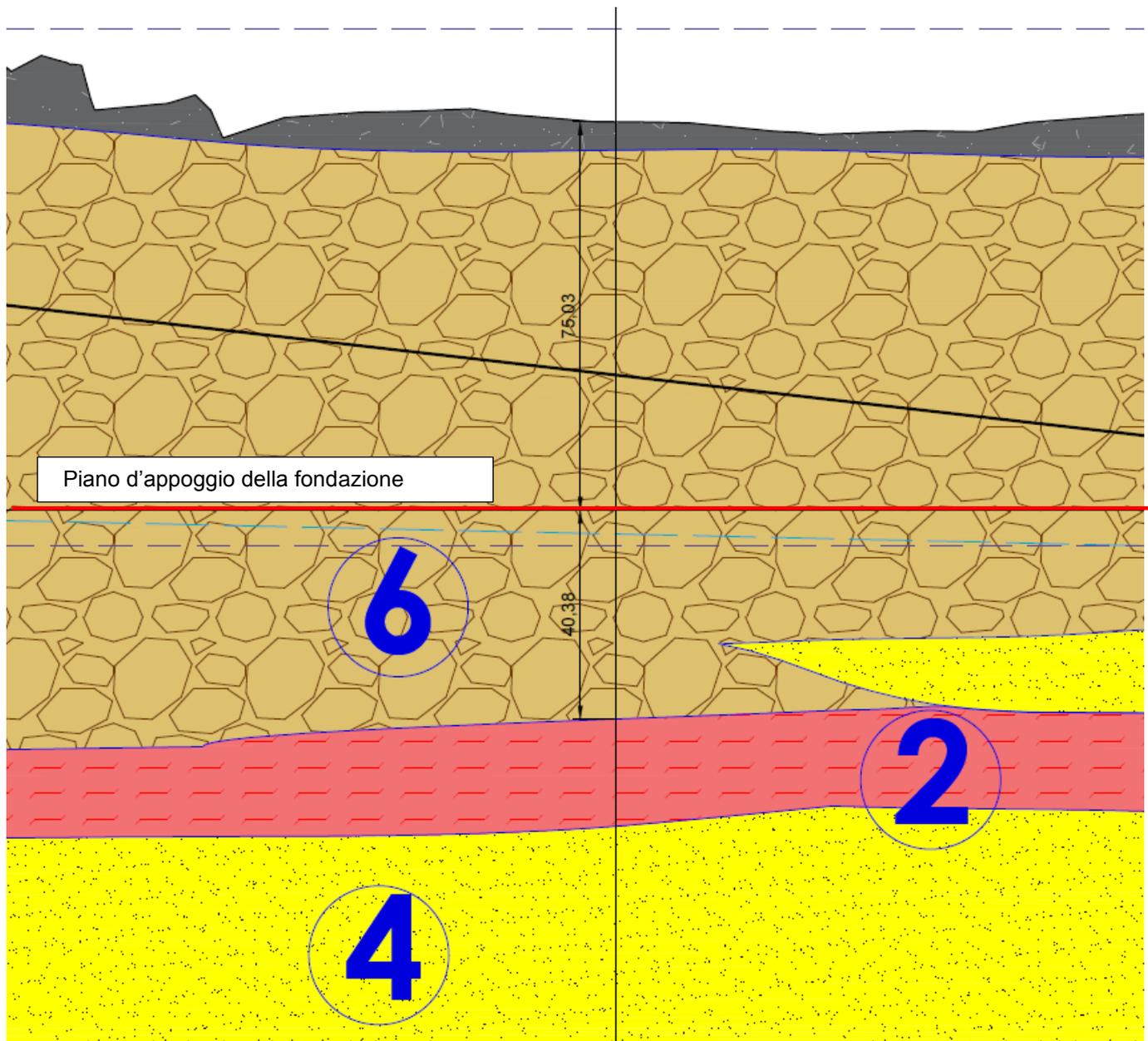
FZ: azione assiale

MY: momento

	GlobalFX			GlobalFZ			GlobalMY		
	$\gamma \cdot \psi$	FX	$\gamma \cdot \psi \cdot FX$	$\gamma \cdot \psi$	FZ	$\gamma \cdot \psi \cdot FZ$	$\gamma \cdot \psi$	MY	$\gamma \cdot \psi \cdot MY$
1 PESI PROPRI	1,35	0	0	1,35	1778	2401	1,35	0	0
2 PERMANENTI	1,5	0	0	1,5	356	533	1,5	0	0
3 SPINTA SX	1,35	-159	-214	1,35	0	0	1,35	-511	-690
4 SPINTA DX	1	159	159	1	0	0	1	511	511
4.5 FALDA	1,35	0	0		-1324	0	1,35	0	0
5 DT+	0,9	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0
6 DT-		0	0		0	0		0	0
7 GRADT+	0,9	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0
8 GRADT-		0	0		0	0		0	0
9 RITIRO		0	0		0	0		0	0
10a LM71 SX	1,45	0	0	1,45	230	334		483	0
10a LM71 SX ecc	1,45	0	0	1,45	0	0		-18	0
10b LM71 DX	1,45	0	0	1,45	230	334	1,45	-483	-701
10b LM71 DX ecc	1,45	0	0	1,45	0	0	1,45	-18	-27
11a SW2 SX		0	0		201	0	1,45	422	612
11b SW2 DX		0	0		201	0		-422	0
12a SERPEGGIO SX	1,45	-39	-56	1,45	0	0	1,45	-100	-146
12b SERPEGGIO DX	1,45	-39	-56	1,45	0	0	1,45	-100	-146
13 MARCIAPIEDE		0	0		60	0		0	0
14 SOVRACCARICO SU TERRENO	1,2	-61	-73	1,2	0	0	1,2	-255	-306
			-241			3601			-892

17.2 Stratigrafia e parametri geotecnici

Si fa riferimento alla stratigrafia riportata nel paragrafo 7.2. Il piano di posa della fondazione si trova nell'unità 6, a circa 7.5m dal piano campagna.



La verifica della capacità portante è condotta considerando i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 40^\circ$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 347 di 361

La verifica è stata condotta considerando la fondazione in presenza di falda.

17.3 Criteri di verifica della capacità portante

Secondo la normativa vigente NTC 2008 si ha:

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

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 del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Le verifiche delle fondazioni superficiali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche allo SLU di scorrimento e capacità portante sono condotte secondo le seguenti modalità:

- l'approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

La normativa vigente prevede i seguenti coefficienti (da NTC2008):

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 348 di 361

COEFFICIENTI SULLE AZIONI γ_F

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

COEFFICIENTI SUI MATERIALI γ_M

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

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 349 di 361

COEFFICIENTI SULLE RESISTENZE γ_R

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Capacità portante delle fondazioni dirette

La valutazione della resistenza caratteristica R_k all'intradosso fondazione è stata condotta seguendo i criteri generali di progetto indicati per le fondazioni superficiali.

La resistenza caratteristica (R_k) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette):

$$R_k = q_{LIM} = 1/2 B' \gamma^* N_\gamma s_\gamma b_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma + q' N_q s_q b_q d_q i_q g_q + c' N_c s_c b_c d_c i_c g_c$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito.

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 e schematizzati in Figura 17-1.

Le valutazioni della resistenza caratteristica R_k con le equazioni sopra riportate sono state condotte con riferimento ai valori dei carichi trasversali e verticali trasmessi dalla struttura in elevazione. I valori di (B') ed (L') sono calcolati con riferimento ai momenti trasmessi all'intradosso della fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale.

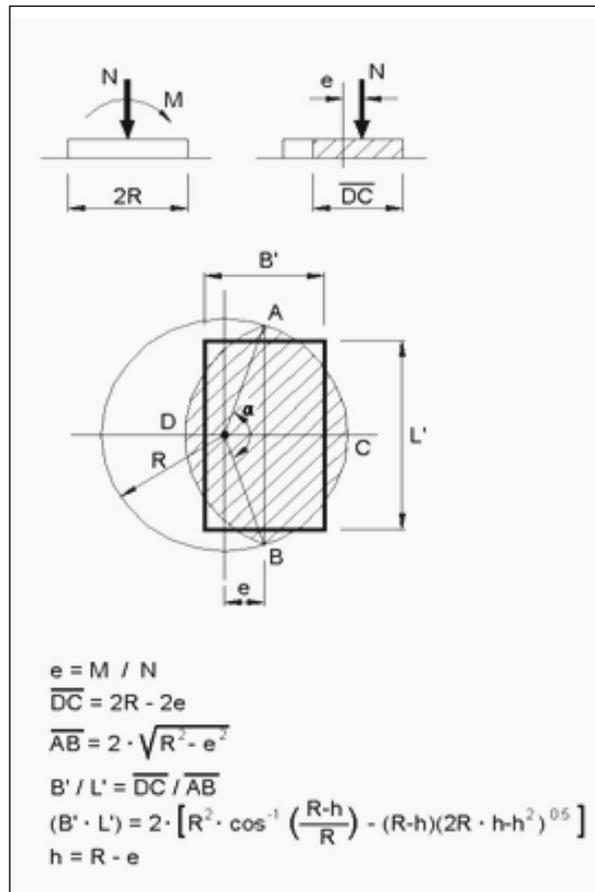


Figura 17-1 Fondazione efficace equivalente (Meyerhof, 1953)



CAPACITA' PORTANTE (Brinch-Hansen - 1970)

FONDAZIONI DIRETTE rettangolari e nastriformi

LEGENDA:

- N: carico assiale
 T_B: taglio in direzione del lato corto
 T_L: taglio in direzione del lato lungo
 M_B: momento flettente nel piano del lato corto
 M_L: momento flettente nel piano del lato lungo
 γ_{TOT}: peso totale del terreno tra piano di imposta e B
 c': coesione efficace
 φ': angolo di attrito di calcolo
 a: adesione (solo se si suppone che il terreno regga a trazione)
 q': sovraccarico laterale verticale
 D: affondamento
 σ'_{vo}: tensione in sito alla quota di imposta
 h_w: profondità della falda da piano di imposta
 B: lato corto della fondazione
 L: lato lungo della fondazione

 N_γ: coefficiente secondo Vesic, Hansen 70'
 N_q: coefficiente secondo Vesic, Hansen 70'
 N_c: coefficiente secondo Vesic, Hansen 70'
 e_B: eccentricità lato corto
 e_L: eccentricità lato lungo
 B': lato corto efficace (Meyerhof, 1953)
 L': lato lungo efficace (Meyerhof, 1953)
 A': area efficace
 q_{MED}: carico medio sulla fondazione efficace
 γ*: peso di volume di calcolo

$$a = c' \cdot \cot(\phi') = c' / \tan(\phi')$$

$$\text{se } D=0 \rightarrow d_r = d_q = 1.0$$

$$\text{se } L = \infty \rightarrow \text{fondazione nastriforme}$$

$$e_B = M_B / N$$

$$e_L = M_L / N \quad (\text{nastriforme: } e_L = 0)$$

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_B \quad (\text{nastriforme: } L' = L = 1\text{m})$$

$$A' = B' \cdot L' \quad (\text{nastriforme: } A' = B' \cdot 1)$$

$$q_{MED} = N / A'$$

$$\gamma^* = \gamma + (h_w / B) \gamma_w$$



s_γ	<i>fattori di forma:</i>	Dir. B:	$1 - 0.4(B/L)(i_\gamma)$	fond. nastriforme: 1.00
		Dir. L:	$1 - 0.4(L/B)(i_\gamma)$	"
s_q		Dir. B:	$1 + [(B/L)(\tan\phi)(i_q)]$	"
		Dir. L:	$1 + [(L/B)(\tan\phi)(i_q)]$	"
s_c		Dir. B:	$1 + [(B/L)(Nq\backslash Nc)(i_q)]$	
		Dir. L:	$1 + [(L/B)(Nq\backslash Nc)(i_q)]$	
i_γ	<i>inclinazione</i>	Dir. B:	$[1 - 0.7 \cdot T_B / (N + B' \cdot L \cdot a)]^5$	
		Dir. L:	$[1 - 0.7 \cdot T_L / (N + L' \cdot B \cdot a)]^5$	
i_q		Dir. B:	$[1 - 0.5 \cdot T_B / (N + B' \cdot L \cdot a)]^5$	
		Dir. L:	$[1 - 0.5 \cdot T_L / (N + L' \cdot B \cdot a)]^5$	
i_c			$i_q - [(1-i_q) / (N_c \cdot \tan(\phi))]$	
d_γ	<i>affondamento</i>	Dir. B:	1,00	
		Dir. L:	1,00	
d_q		Dir. B:	$1 + [2(\tan\phi)(1-\sin\phi)^2(D/B')] \quad (D/B' < 1)$	
			$1 + [2(\tan\phi)(1-\sin\phi)^2(\tan(D/B'))] \quad (D/B' > 1)$	
d_q		Dir. L:	$1 + [2(\tan\phi)(1-\sin\phi)^2(D/L)] \quad (D/L < 1)$	
			$1 + [2(\tan\phi)(1-\sin\phi)^2(\tan(D/L))] \quad (D/L > 1)$	
d_c			$d_q - [(1-d_q) / (N_c \cdot \tan(\phi))]$	

FS: fattore di sicurezza da normativa

 q_{LIM} : portata limite: q_{AMM} : portata ammissibile: D_R : densità relativa ϕ_o : angolo di attrito riferito ad una pressione a rottura $\sigma'_{ff}=272\text{kPa}$ [Bolton - 1986]

m:

 I_D : Indice di dilatanza p'_i : tensione media a rottura [De Beer - 1965] ϕ_{cv} : angolo di attrito a volume costante

Q:

 σ'_{ff} : tensione efficace normale alla superficie di rottura [Jamiolkowski - 1988] α : pendenza dell'involuppo di rottura [Jamiolkowski - 1988] ϕ^* : angolo di attrito alla tensione σ'_{ff} [Bolton - 1986]

$$q_{LIM} = 1/2 B' \gamma^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + q' N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c$$

$$q_{AMM} = [(q_{LIM})/FS]$$

$$\phi_o = \phi_{cv} + m \cdot I_D$$

m=3(compr. triassiale), 5(taglio diretto)

$$I_D = [D_R(Q - \ln(p'_i))] - 1 \geq 0.0$$

$$p'_i = 1/4 \cdot (q_{LIM} + 3q') \cdot (1 - \sin(\phi))$$

tabellato

Q=10 (quarzo e feldspati)

$$\sigma'_{ff} = p'_i / 1.4$$

$$\alpha = [(D_R - 0.2)/0.8] \cdot 10^\circ > 0^\circ$$

Tabella 25: Fattori di capacità portante e correttivi utilizzati nella formula di Brinch-Hansen

GENERAL CONTRACTOR					ALTA SORVEGLIANZA				
									
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE					Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 353 di 361

In riferimento alla schematizzazione dei conchi e alle ipotesi stratigrafiche e geotecniche assunte, di seguito si riportano le verifiche delle fondazioni della trincea TR03 riferite alle condizioni geotecniche più gravose.

I parametri del terreno impiegati vengono ricavati dalla relazione geotecnica di riferimento.

CAPACITA' PORTANTE (Brinch-Hansen - 1970)

FONDAZIONI DIRETTE rettangolari e nastroforni

N (kN)	T _B (kN)	T _L (kN)	M _B (kNm)	M _L (kNm)	γ _{TOT} (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	a (kPa)	q' (kPa)	D (m)	h _w (m)	B (m)	L (m)
3601,0	241,0	0,0	892,0	0,0	19,0	0	40,0	0,0	96,2	0,0	0,00	22,44	

R3= 2,30

N _γ (-)	N _q (-)	N _c (-)	e _B (m)	e _L (m)	B' (m)	L' (m)	A' (m ²)	q _{MED} (kPa)	γ* (kN/m ³)
79,54	64,20	75,31	0,25	0,00	21,94		21,94	164,1	9,0

Fattori di forma inclinazione e affondamento			
		Direz. B	Direz. L
FORMA	s _γ *	1,00	1,00
	s _γ	1,00	1,00
	s _q	1,00	1,00
	s _c	1,00	1,00
INCLINAZIONE CARICO	i _γ	0,79	1,00
	i _q	0,84	1,00
	i _c	0,84	1,00
AFFONDAMENTO	d _γ	1,00	1,00
	d _q	1,00	1,00
	d _c	1,00	1,00

	q _{LIM} (kPa)	q _{AMM} (kPa)	q _{AMM} /q _{MED} (-)	TEST (-)
Direz. B	11388	4952	30,2	OK
Direz. L	14030	6100	37,2	OK
MINIMO	11388	4952	30,2	OK

Figura 17-2: Capacità portante della fondazione diretta - A1+M1+R3

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 354 di 361

18 DIMENSIONAMENTO MARCIAPIEDE

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche di predimensionamento delle strutture dei marciapiedi FFP lungo le trincee di approccio alla galleria artificiale.

Tali verifiche - insieme ai relativi dettagli esecutivi - dovranno essere approfondite in sede di sviluppo costruttivo, a valle della chiusura delle interfacce impiantistiche e della definizione del progetto della trazione lungo linea a cura di Saturno. Tali indicazioni consentiranno anche di approfondire gli aspetti costruttivi legati alle esigenze specifiche di montaggio, manutenzione e ispezione degli elementi strutturali e tecnologici.

In trincea, in conformità con le NTC2008 §5.2.2.3.2, si applica sui marciapiedi un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m².

Il marciapiede ha uno spessore di 15cm. Il peso proprio per unità di superficie è: 25kN/m³ * 0.15m = 3.75 kN/m².

Si schematizza il marciapiede mediante una soletta di larghezza unitaria appoggiata agli estremi, la cui luce di calcolo è pari a 3m.

Il momento in mezzera dovuto al peso proprio è:

$$M_p = \frac{3.75 \text{ kN/m}^2 \cdot (3\text{m})^2}{8} = 4.22 \text{ kNm/m}$$

Il momento dovuto al carico variabile del marciapiede è:

$$M_q = \frac{10 \text{ kN/m}^2 \cdot (3\text{m})^2}{8} = 11.25 \text{ kNm/m}$$

Quindi il momento allo SLE è 4.22kNm/m +11.25kNm/m = 15.47kNm/m

Invece allo SLU è (4.22kNm/m · 1.35) + (11.25kNm/m · 1.5) = 22.57kNm/m.

Il marciapiede è armato con $\phi 16/10$ superiori e $\phi 16/10$ inferiori, come armatura longitudinale si impiegano dei $\phi 12/20$.

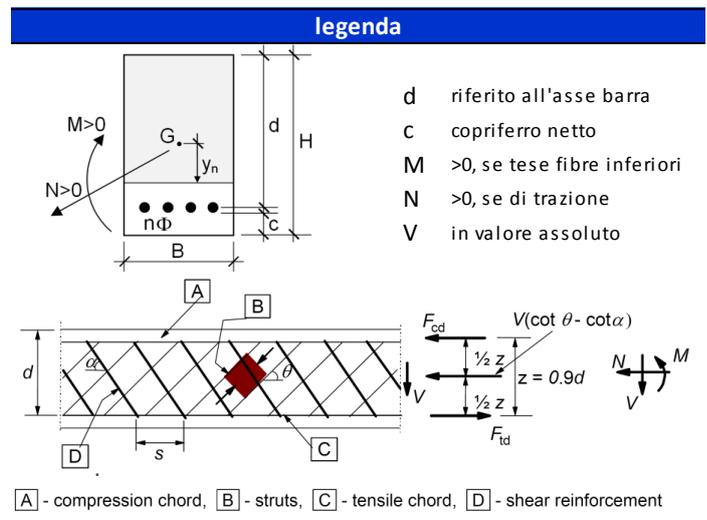


Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 355 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	20	6,2	13,0	11,7
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	16	7,0	20,11	
10	16	13,0	20,11	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
MEk 15,47 [kNm]	MEd 22,57 [kNm]	
NEk 0,00 [kN]	NEd 0,00 [kN]	
tensioni e fessure		
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 79,7 [kNm]	
Mcr 15,3 [kNm]	FS 3,53	
γn -3,50 [cm]	taglio	
σc,min -4,6 [MPa]	VRdc 64,2 [kN]	
σs,min 5,3 [MPa]	non serve armatura a taglio	
σs,max 68,7 [MPa]	VRds 0,0 [kN]	
k2 0,5	VRdmax 386,2 [kN]	
εsm-εcm 0,21 [‰]	θ 30,0 [°]	
Sr,max 27,2 [cm]	sezione duttile	
wk 0,056 [mm]	al 13,0 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,540		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
k _t	0,4		
valori limite			
k ₁	0,8	0,40 f _{ck}	10,0 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 356 di 361

19 DEFINIZIONE ARMATURE LONGITUDINALI E ANALISI DEGLI EFFETTI DEL RITIRO

Nel presente paragrafo vengono discussi gli effetti dovuti al ritiro nel calcestruzzo che provocano stati interni di coazione con l'armatura. Scopo della trattazione è quello di verificare l'armatura minima longitudinale nei piedritti del manufatto in esame.

Le fasi e le tempistiche di realizzazione dell'opera risultano avere una sensibile influenza sullo stato di sollecitazione finale della struttura. Pertanto, nel seguito si determina l'effetto del ritiro differenziale impedito tra piedritto e fondazione considerando le seguenti macrofasi:

1. Getto dei piedritti a 30gg dal getto della fondazione.
2. Struttura in esercizio (nei calcoli si considerano 200 anni).

Si anticipa che:

L'armatura longitudinale nei piedritti è composta da: 1+1 Ø20/20 (3142mm²/m)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 357 di 361

19.1 Verifica armatura minima

Nel presente paragrafo si determina il quantitativo minimo di armatura aderente allo scopo di controllare la fessurazione delle zone dove è presente trazione. L'area di armatura minima è determinata secondo la formulazione riportata nell'EC2 al paragrafo 7.3.2.

Piedritti:

R_{ck}	40 MPa	
f_{ck}	33,2 MPa	
$f_{ctm} (<=$ C50/60)	3,10 MPa	
A_{ct}	565000 mm ²	
σ_s	391,30 MPa	
$f_{ct,eff}$	3,10 MPa	
$k (h <= 300mm)$	1	
$k (h >= 800mm)$	0,65	
k	0,65	
k_c	1	
$A_{s,min}$	2908 mm ²	Verificata

19.2 Calcolo delle deformazioni conseguenti al ritiro

Nel presente paragrafo si determinano le deformazioni da ritiro in accordo all'Eurocodice 2 (par. 3.2.1 e appendice B.2).

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
S	3	0,13	-1
N	4	0,12	0
R	6	0,11	1
Kh value	h_0	k_h	
	100	1	
	200	0,85	
	300	0,75	
	>500	0,7	

	parameters for $E_{long\ term}$ calculation		
	Fondazione step 1	Fondazione step finale	Piedritti step finale
α_1	0,892	0,892	0,892
α_2	0,968	0,968	0,968
α_3	0,922	0,922	0,922
α	1,000	1,000	1,000



t_0	6,189	6,189	6,189
φ_{RH}	1,203	1,203	1,207
$\beta(t_0)$	0,649	0,649	0,649
$\beta(f_{cm})$	2,617	2,617	2,617
	1500	1500	1500
	1383	1383	1383
β_H	1383	1383	1383
φ_0	2,045	2,045	2,052
$\beta_c(t, t_0)$	0,309	0,994	0,994
$\varphi(t, t_0)$	0,631	2,034	2,040
$E_{cm}(t, t_0)$ (GPa)	20,627	11,090	11,065

		Fondazione step 1	Fondazione step finale	Piedritti step finale
Concrete class	f_{ck} (Mpa)	33,2R	33,2R	33,2R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa)	33,643	33,643	33,643
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	1,00E-05	1,00E-05	1,00E-05
element thickness	s (mm)	1200	1200	1130
exposed surfaces	n°	2,000	2,000	2,000
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	1200	1200	1130
relative humidity	UR%	75	75	75
age of concrete in days	t (gg)	30	73000	72970
age at the beginning of drying shrinkage	t_s (gg)	2	2	2
age of concrete at loading in days	t_0 (gg)	2	2	2
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	6,000	6,000	6,000
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	0,110	0,110	0,110
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	10	10	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	33,200	33,200	33,200
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	41,200	41,200	41,200
coefficient for UR%	β_{RH}	0,896	0,896	0,896
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	4,26E-04	4,26E-04	4,26E-04
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	1,66E-02	9,78E-01	9,80E-01
coefficient depending on the notional size	k_h	7,00E-01	7,00E-01	7,00E-01
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	4,94E-03	2,92E-01	2,92E-01
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	6,66E-01	1,00E+00	1,00E+00
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	5,80E-05	5,80E-05	5,80E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	3,86E-02	5,80E-02	5,80E-02
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	4,35E-02	3,50E-01	3,50E-01
Equivalent thermal effect	ΔT °C	2,670	11,524	11,516

Nella tabella seguente si riassumono le deformazioni totali da ritiro per i vari elementi e per le tre fasi su descritte, inoltre si determinano i delta termici equivalenti tra gli elementi (piedritti/fondazione e soletta di copertura/fondazione).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 359 di 361

FASE	ELEMENTO	t [gg]	ecd [10-6]	ecd [10-6]	ecd [10-6]	φ (t,t0)	ΔT_{eq} [°C]	$\Delta T - \Delta T_{iniziale}$ [°C]	ΔT [°C] tra elementi
GETTO DEI PIEDRITTI A 30 GG DAL GETTO DELLA FONDAZIONE	FONDAZIONE	30	4,94	38,61	43,54	0,631	-2,67		
	PIEDRITTI	-			-	-	-		
STRUTTURA IN ESERCIZIO A 200 ANNI	FONDAZIONE	73000	291,57	58,00	349,57	2,03	-11,52	-8,85	
	PIEDRITTI	72970	292,13	58,00	350,13	2,04	-11,52	-8,82	-2,66

19.3 Determinazione dell'ampiezza delle fessure da ritiro impedito

Nel presente paragrafo si determina l'ampiezza delle fessure considerando il ritiro impedito.

In particolare, con riferimento all'appendice M.2 dell'Eurocodice 2, si valuta l'ampiezza della fessura da ritiro considerando il caso di un muro vincolato su un lato. Scenario equivalente ad una fase costruttiva di un manufatto scatolare in cui i piedritti si ritirano rispetto alla soletta di fondazione.

Si valuta di seguito la differenza tra la deformazione dell'armatura e la deformazione del calcestruzzo come:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = R_{ax} \epsilon_{free} \quad [EC.2 - M3]$$

Dove:

R_{ax} = coefficiente di vincolo pari a 0.5 (rif. tabella L.1 – appendice L dell'EC2)

ϵ_{free} = deformazione in assenza di vincolo

Calcolo dell'ampiezza della fessura alla base del piedritto

$\alpha_{thermal}$	0,00001 °C ⁻¹
R_{ax}	0,5 -
ϵ_{free}	2,66E-05 -
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1,33E-05 -

L'ampiezza della fessura viene determinata secondo le due formulazioni proposte dall'Eurocodice:

caso di muro vincolato alla base [par. 7.3.4 (5)]

caso di sezione soggetta a trazione pura [par. 7.3.4 (3)]

EC2 paragrafo 7.3.4(5)

$$s_{r,max} = 1,3 H_{muro} \quad 8,84 \text{ m}$$

$$w_k \quad 0,118 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

EC2 paragrafo 7.3.4(3)

$$k_1 \quad 0,8$$

$$k_2 \quad 1$$

$$k_3 \quad 3,4$$

$$k_4 \quad 0,425$$

$$h_{c,ef} \quad 360 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} \quad 360000 \text{ mm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 360 di 361
------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	-------------------------

$$\rho_{p,eff} \quad 0,0087 \text{ mm}^2$$

$$s_{r,max} = k_3 C +$$

$$k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad 990,02 \text{ mm}$$

$$w_k \quad 0,013 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

L'ampiezza della fessura generata dal ritiro impedito tra il piedritto e la fondazione è inferiore al $w_{k,lim}$ (0.2 mm).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TR00 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2CLTR0000002	Rev. D	Foglio 361 di 361

20 GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

In accordo con le indicazioni contenute nel capitolo 10 delle NTC 2008, a commento delle verifiche riportate nei precedenti capitoli si precisa quanto segue:

- le verifiche degli elementi strutturali, laddove eseguite con programmi di calcolo automatico, sono state effettuate mediante l'utilizzo di codici di riconosciuta affidabilità ed impiego in ambito nazionale: tali codici contengono adeguata documentazione, nonché numerosi test di verifica e validazione circa l'affidabilità dei risultati ottenuti;
- i file di input e output dei programmi, riportati nella presente relazione e nell'apposito allegato, sono stati sottoposti a verifica mediante:
 - o controllo dei dati inseriti in merito a caratteristiche dei materiali, carichi e parametri di resistenza e deformabilità dei terreni, condizioni di vincolo imposte e coerenza con gli schemi statici rappresentati negli elaborati di progetto, nonché della successione delle fasi costruttive imposte nel progetto stesso;
 - o valutazione delle reazioni ai vincoli e verifica equilibrio globale della struttura analizzata;
 - o analisi speditiva dei risultati per confronto con schemi di calcolo semplificati, oppure con i risultati ed i dimensionamenti già svolti in sede di Progetto Definitivo: questi ultimi, in particolare, hanno costituito un primario riferimento per il dimensionamento delle opere e la valutazione dei risultati, nonché per la comprensione/ elaborazione del giudizio di accettabilità in presenza di eventuali scostamenti, qualora osservati a motivo delle diverse ipotesi di carico/vincolo e sequenze operative imposte.