

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



NODO DI BARI

U.O.: OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO PRELIMINARE

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

GALLERIE ARTIFICIALI

Relazione di predimensionamento delle gallerie

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

IA7X 00 R 11 RH GA0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L. Dinelli	Luglio 2021	S. Paoloni	Luglio 2021	G. Dimaggio	Luglio 2021	L. Berardi Luglio 2021

File: IA7X00R11RHGA0000001A

n. Elab.:



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
 PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
 GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	2 di 97

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	10
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	12
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	12
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	12
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	15
3.1	CALCESTRUZZO	15
3.2	ACCIAIO.....	15
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	15
3.2.2	<i>Acciaio per tubolari</i>	15
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	16
5	SEZIONE 1	18
5.1	GEOMETRIA	18
5.2	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA	19
5.3	ANALISI DEI CARICHI	19
5.3.1	<i>Peso proprio (DEAD)</i>	19
5.3.2	<i>Carichi permanenti portati (PERM)</i>	19
5.3.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	20
5.3.4	<i>Carichi accidentali (ACC)</i>	22
5.3.5	<i>Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)</i>	24
5.3.6	<i>Azione sismica</i>	25
5.3.6.1	Classificazione sismica	25
5.3.6.2	Forze d'inerzia	25
5.3.6.3	Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSDX).....	28
5.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
5.5	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	33

5.6	VERIFICHE	35
5.6.1	<i>Fondazione e pareti</i>	35
5.6.1.1	Verifica a flessione	35
5.6.1.2	Verifica a taglio	35
5.6.2	<i>Soletta superiore</i>	37
5.6.2.1	Verifica a flessione	37
5.6.2.2	Verifica a taglio	37
6	SEZIONE 2	39
6.1	GEOMETRIA	39
6.2	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA	40
6.3	ANALISI DEI CARICHI	40
6.3.1	<i>Peso proprio (DEAD)</i>	40
6.3.2	<i>Carichi permanenti portati (PERM)</i>	40
6.3.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	41
6.3.4	<i>Carichi accidentali (ACC)</i>	42
6.3.5	<i>Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)</i>	43
6.3.6	<i>Azione sismica</i>	44
6.3.6.1	Classificazione sismica	44
6.3.6.2	Forze d'inerzia	44
6.3.6.3	Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSDX)	47
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO	49
6.5	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	52
6.6	VERIFICHE	54
6.6.1	<i>Fondazione e pareti</i>	54
6.6.1.1	Verifica a flessione	54
6.6.1.2	Verifica a taglio	54
6.6.2	<i>Soletta superiore</i>	56
6.6.2.1	Verifica a flessione	56
6.6.2.2	Verifica a taglio	56
7	SEZIONE 3	58
7.1	GEOMETRIA	58
7.2	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA	59

7.3	ANALISI DEI CARICHI	59
7.3.1	<i>Peso proprio (DEAD)</i>	59
7.3.2	<i>Carichi permanenti portati (PERM)</i>	59
7.3.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	60
7.3.4	<i>Carichi accidentali (ACC)</i>	61
7.3.5	<i>Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)</i>	64
7.3.6	<i>Azione sismica</i>	65
7.3.6.1	Classificazione sismica	65
7.3.6.2	Forze d'inerzia	65
7.3.6.3	Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSDX)	68
7.4	COMBINAZIONI DI CARICO	70
7.5	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	73
7.6	VERIFICHE	75
7.6.1	<i>Fondazione, pareti e soletta superiore</i>	75
7.6.1.1	Verifica a flessione	75
7.6.1.2	Verifica a taglio	75
7.6.2	<i>Setti</i>	77
7.6.2.1	Verifica a flessione	77
7.6.2.2	Verifica a taglio	77
8	SEZIONE 4	79
8.1	GEOMETRIA	79
8.2	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA	80
8.3	ANALISI DEI CARICHI	80
8.3.1	<i>Peso proprio (DEAD)</i>	80
8.3.2	<i>Carichi permanenti portati (PERM)</i>	80
8.3.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	81
8.3.4	<i>Carichi accidentali (ACC)</i>	83
8.3.5	<i>Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)</i>	84
8.3.6	<i>Azione sismica</i>	85
8.3.6.1	Classificazione sismica	85
8.3.6.2	Forze d'inerzia	86



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	5 di 97

8.3.6.3	Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSDX).....	89
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	91
8.5	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	94
8.6	VERIFICHE	96
8.6.1	<i>Fondazione, pareti e soletta superiore</i>	96
8.6.1.1	Verifica a flessione	96
8.6.1.2	Verifica a taglio	96



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	6 di 97

1 PREMESSA

La linea ferroviaria Foggia – Bari attraversa a raso il territorio comunale di Bari nelle località Palese e Santo Spirito. La direttrice adriatica determina quindi una interruzione del tessuto urbano, con presenza di numerosi passaggi a livello, apportando pesanti ripercussioni sulla mobilità e sulla sicurezza degli abitanti.

Il progetto preliminare della “Variante di tracciato tra Palese e Santo Spirito” è parte di un più vasto complesso progettuale relativo all’evoluzione del Nodo ferroviario di Bari, volto alla razionalizzazione, riorganizzazione e ad un generale miglioramento del trasporto ferroviario, attraverso un organico inserimento delle reti ferroviarie nel territorio urbano della città di Bari e una riqualificazione urbanistica delle aree dismesse.

Il Progetto Preliminare di Bari Nord in oggetto è stato sviluppato come soluzione di variante al Progetto Preliminare del 2009 oggetto di Parere VIA, in ottemperanza a quanto richiesto.

Il nuovo tracciato in variante ha origine dopo Giovinazzo, all’incirca al km 632+000 della linea Adriatica, ha un’estesa complessiva di circa 11,2 km e si sviluppa nella quasi sua interezza al di sotto del piano campagna. La progettazione preliminare è stata sviluppata sulla base della soluzione scelta da RFI al termine del PFTE di 1a fase, in cui sono state confrontate alternative progettuali mediante l’Analisi Multicriteria correlata, che ha consentito di determinare la soluzione vincente, ovvero la soluzione che risponde agli obiettivi dei decisori.

Il processo di progettazione ha inoltre tenuto conto delle osservazioni tecnico-funzionali formulate dalle competenti strutture tecniche di RFI e trasmesse ad Italferr in fase di avvio delle attività di progettazione preliminare, con nota del 19.11.2020 (RFI-DIN-DIS.AD\A0011\P\2020\0000581).

2 INQUADRAMENTO GENERALE

L'area interessata dal progetto ricade nella zona a nord - ovest della città di Bari, nell'area compresa tra l'aeroporto internazionale di Bari e il comune di Giovinazzo.

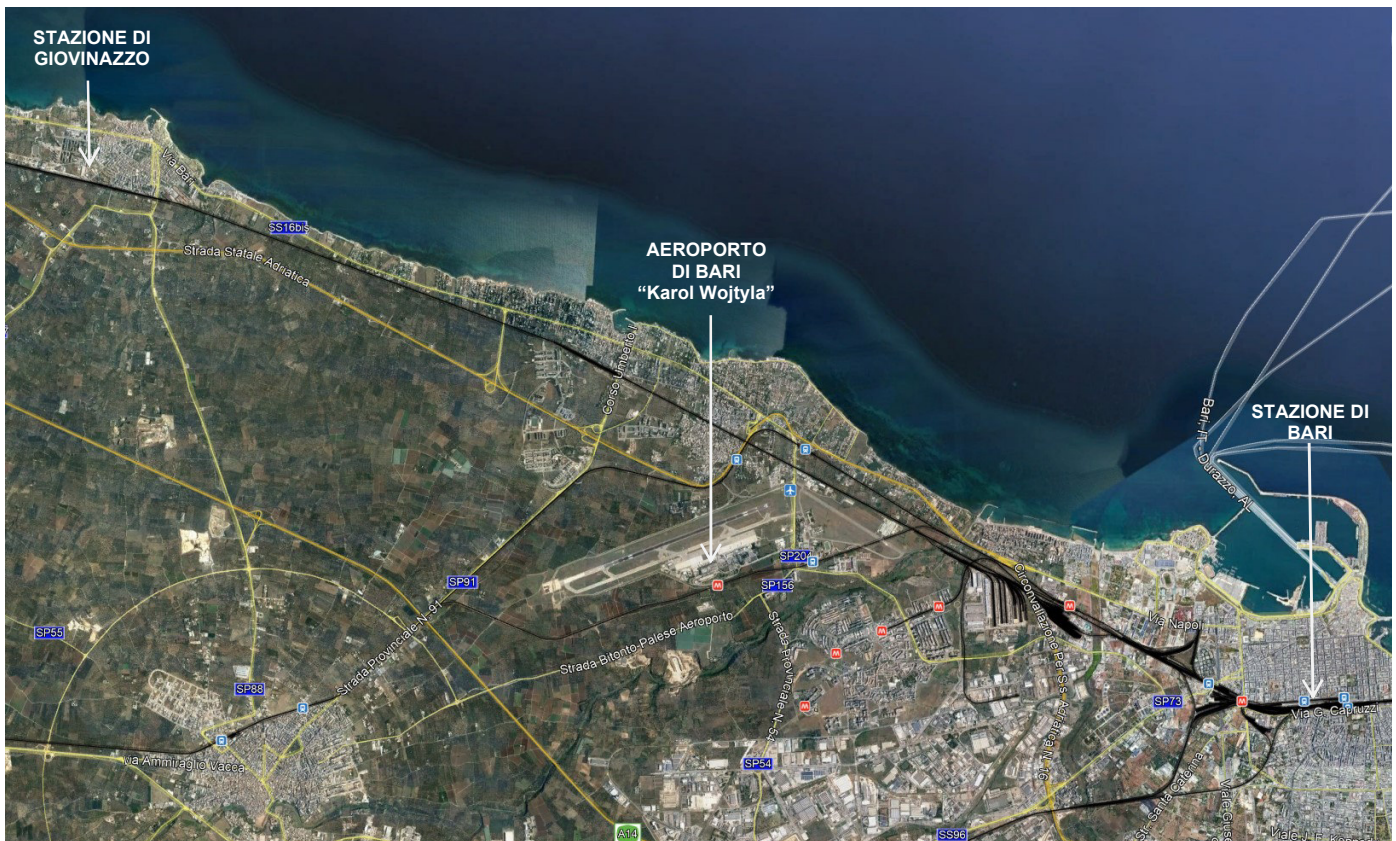


Figura 2-1 Inquadramento area di intervento

Il tracciato ferroviario è sviluppato tenendo conto dei seguenti input:

- $V_c = 200 \text{ km/h}$ ($V_t = 180 \text{ km/h}$)
- Nuova stazione con marciapiede ad isola da 250m e modulo di precedenza 750

La nuova linea ha origine dopo Giovinazzo, all'incirca al km 632+000 della linea Adriatica, da dove sfiora verso sud-est e prosegue in corretto tracciato per circa un chilometro mantenendosi pressoché a quota piano campagna.



Figura 2-2 Tracciato Rosso

La variante di tracciato si sviluppa quasi nella sua interezza sotto il piano campagna, i primi 1.300 m circa si sviluppano quasi al piano campagna per poi iniziare a perdere quota fino ad entrare in galleria artificiale. L'opera ha uno sviluppo complessivo di circa 3 km e consente il sottoattraversamento della Strada Statale n. 16 e dei successivi assi viari.

Dopo circa 4,8 km il tracciato prosegue a cielo aperto, in trincea profonda, dove viene realizzato il nuovo impianto di stazione di S.Spirito – Enzitetto, costituito da due marciapiedi ad isola da 250m, ai quali si accede attraverso un sistema di scale mobili e ascensori che conducono al fabbricato di stazione posto al piano campagna. L'impianto di stazione garantisce sia per i binari di corsa sia per i binari di precedenza un modulo di 750m.

La trincea è interrotta da una galleria artificiale necessaria a creare aree a verde attrezzate, a servizio della nuova stazione, e a risolvere l'interferenza con via Nicholas Green.

In uscita dall'impianto di stazione il tracciato inizia a salire e prosegue in galleria artificiale verso sud-est parallelamente alla SS16, sotto attraversando la rampa di svincolo della statale e la SP91.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	9 di 97

Dopo un tratto allo scoperto, il tracciato entra nuovamente in galleria artificiale al km 6+625, così da consentire in sottoattraversamento di strada di Torre Bregiola e della linea ferroviaria Bari-Bitonto via Palese, gestita dalle Ferrovie del Nord Barese.

Dopo aver sotto-attraversato via Modugno, il tracciato prosegue in direzione est sotto attraversando la Strada provinciale n 201.

Al fine di evitare interferenze con l'aeroporto internazionale di Bari "Karol Wojtyła" il tracciato piega verso nord-est risolvendo l'interferenza della rotatoria di collegamento tra la SP201 e la SP204 in galleria, per proseguire nell'area dell'aeroporto militare Bari Palese.

Superata l'area militare la livelletta inizia a prendere quota uscendo allo scoperto al km 9+780 ca e proseguendo in trincea fino a riallacciarsi sul sedime della linea storica in corrispondenza del km 642+537.

3 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nella presente relazione viene riportato il predimensionamento delle gallerie artificiali GA01, GA02, GA03 e GA04 relative al Progetto Preliminare della linea ferroviaria Bari – Barletta, lungo la tratta ferroviaria Bari Nord Santo Spirito – Bari Palese.



Figura 3-1: planimetria del tracciato in oggetto - Google Earth.

3.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le gallerie GA01, GA02, GA03 e GA04, realizzate tramite una struttura scatolare in c.a., hanno uno sviluppo complessivo pari rispettivamente a circa 3077 m, 110 m, 624 m e 3155 m.

Per il predimensionamento delle opere si individuano 4 sezioni di calcolo:

- Sezione 1 (pk 4+470 in corrispondenza di Via Santo Spirito S. Filippo):



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	11 di 97

- struttura scatolare di luce netta 20.2 m avente fondazione e pareti di spessore 160 cm e soletta di copertura alleggerita di altezza 270 cm.

- Sezione 2 (pk 4+750):

- struttura scatolare di luce netta 26.2 m avente fondazione e pareti di spessore 160 cm e soletta di copertura alleggerita di altezza 270 cm.

- Sezione 3 (pk 4+790 in corrispondenza di Strada Catino):

- struttura scatolare tricellulare di luci nette 8.4 m, 11 m e 8.9 m avente fondazione, pareti e soletta di copertura di spessore 160 cm e setti interni di spessore 100 cm.

- Sezione 4 (pk 7+880 in corrispondenza della SP 210):

- struttura scatolare di luce netta 10.2 m avente fondazione, pareti e soletta di copertura di spessore 120 cm.

I rilevati stradali presenti al di sopra delle GA saranno realizzati in argilla espansa e misto granulare (rilevati alleggeriti, $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$). Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	12 di 97

4 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

4.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2021- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [6] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

- [7] ITALFERR – Progetto Preliminare – Riassetto Nodo di Bari – Relazione Geotecnica (Doc. IA7X00R11GEGE0006001)
- [8] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 1 (Doc. IA7X00R11F6GE006001)
- [9] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 2 (Doc. IA7X00R11F6GE006002)
- [10] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 3 (Doc. IA7X00R11F6GE006003)
- [11] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 4 (Doc. IA7X00R11F6GE006004)



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	13 di 97

- [12] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 5 (Doc. IA7X00R11F6GE006005)
- [13] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 6 (Doc. IA7X00R11F6GE006006)
- [14] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 7 (Doc. IA7X00R11F6GE006007)
- [15] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA01 - Pianta, Prospetto, Sezioni - tav 1 (Doc. IA7X00R10PZGA0100001)
- [16] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA01 - Pianta, Prospetto, Sezioni - tav 2 (Doc. IA7X00R10PZGA0100002)
- [17] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA01 - Pianta, Prospetto, Sezioni – tav 3 (Doc. IA7X00R10PZGA0100003)
- [18] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA01 - Pianta, Prospetto, Sezioni - tav 4 (Doc. IA7X00R10PZGA0100004)
- [19] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – GA01 - Fasi costruttive interferenza SS16 (Doc. IA7X00R10PZGA0100005)
- [20] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – GA01 - Fasi costruttive interferenza SS16 (Doc. IA7X00R10PZGA0100005)
- [21] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA02 - Pianta, Prospetto, Sezioni (Doc. IA7X00R10PZGA0200001)
- [22] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA03 - Pianta, Prospetto, Sezioni (Doc. IA7X00R10PZGA0300001)
- [23] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – GA03 - Fasi costruttive interferenza svincolo SS16 (Doc. IA7X00R10PZGA0300002)
- [24] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – GA03 - Fasi costruttive interferenza SP91 (Doc. IA7X00R10PZGA0300003)



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	14 di 97

- [25] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA04 - Pianta, Prospetto, Sezioni - tav 1 (Doc. IA7X00R10PZGA0400001)
- [26] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA04 - Pianta, Prospetto, Sezioni - tav 2 (Doc. IA7X00R10PZGA0400002)
- [27] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA04 - Pianta, Prospetto, Sezioni - tav 3 (Doc. IA7X00R10PZGA0400003)
- [28] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Galleria artificiale GA04 - Pianta, Prospetto, Sezioni - tav 4 (Doc. IA7X00R10PZGA0400004)
- [29] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Tipologico fasi costruttive e approfondimento planimetrico farfalla (Doc. IA7X00R10PZGA0400005)
- [30] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – GA04 - Fasi costruttive interferenza SP210 (Doc. IA7X00R10PZGA0400006)
- [31] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – GA04 - Fasi costruttive interferenza rotatoria SP204 (Doc. IA7X00R10PZGA0400007)

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente capitolo vengono riportate le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture.

5.1 CALCESTRUZZO

- Classe di resistenza C32/40:
- Copriferro 40 mm
- $R_{ck} = 40$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cd} / \gamma_c = 18.81$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $E_{cm} = 33642.8$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo

5.2 ACCIAIO

5.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450$ N/mm²
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540$ N/mm²
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391.30$ N/mm²
- modulo elastico $E_s = 206000$ N/mm²

5.2.2 Acciaio per tubolari

- Acciaio S275
- Tensione ultima a rottura f_{tk} 430 N/mm²
- Tensione di snervamento f_{yk} 275 N/mm²
- Tensione di calcolo f_{yd} 261.9 N/mm²

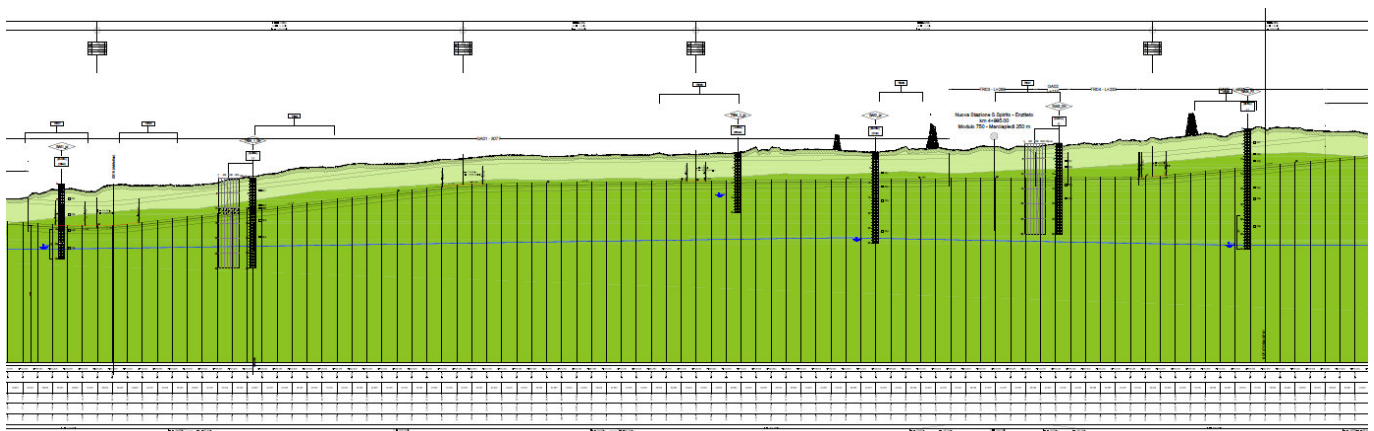
6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità Geotecnica	γ	φ'	c'	GSI	σ_{ci}	m_i	E_{op}	k
	(kN/m ³)	(°)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
TC	19.0	28-30	0-5				10	
CAL Calt	20.0	35-37	0-10				50	1E-03 ÷ 1E-05
C1a (da inizio a 5+000 da 8+000 a fine)	24.0	43	40	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
C1b (da 5+500 a 8+000)	24.0	41	20	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
C2	24.0	43	100	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-6

La falda si trova ad una quota di circa 0 m s.l.m. e non interferisce con le opere in progetto.

Il terreno di fondazione di tutte le gallerie è costituito dall'unità C2.



RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	17 di 97

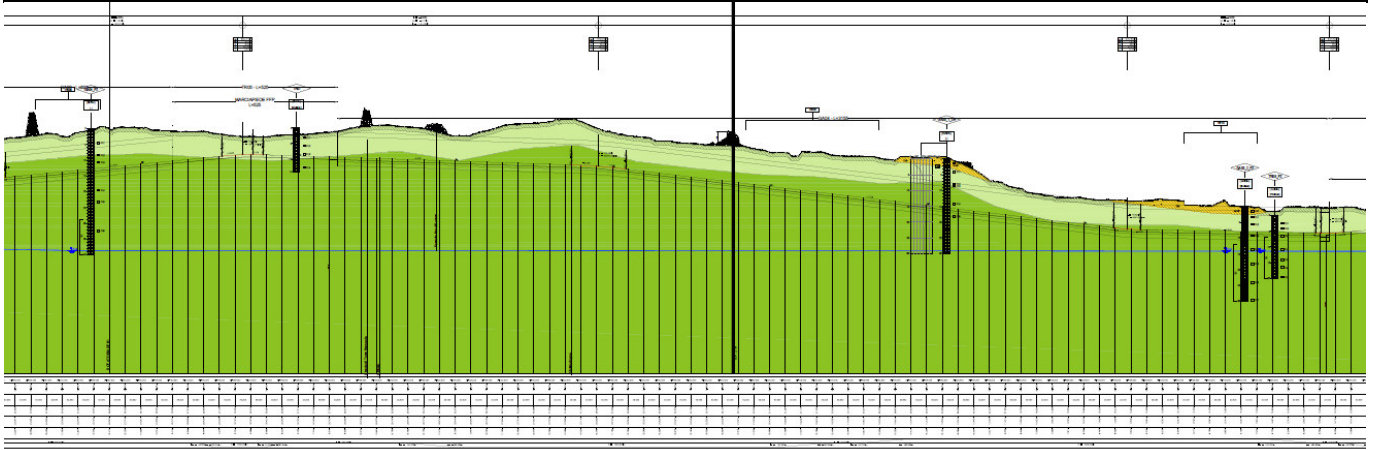


Figura 6-1: profilo geotecnico

7 SEZIONE 1

L'analisi della struttura è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA.

7.1 GEOMETRIA

Le caratteristiche geometriche risultano:

- Spessore medio del ricoprimento	h_r	1,30 m
- Spessore medio del rilevato alleggerito	h_r	4,45 m
- Larghezza totale dello scatolare	L_{tot}	23,4 m
- Larghezza utile dello scatolare	L_{int}	20,2 m
- Altezza totale dello scatolare	H_{tot}	12,3 m
- Altezza libera dello scatolare	H_{int}	8,0 m
- Spessore della soletta	S_s	2,70 m
- Spessore piedritti	S_p	1,60 m
- Spessore fondazione	S_f	1,60 m

Larghezza striscia di calcolo $b = 2$ m

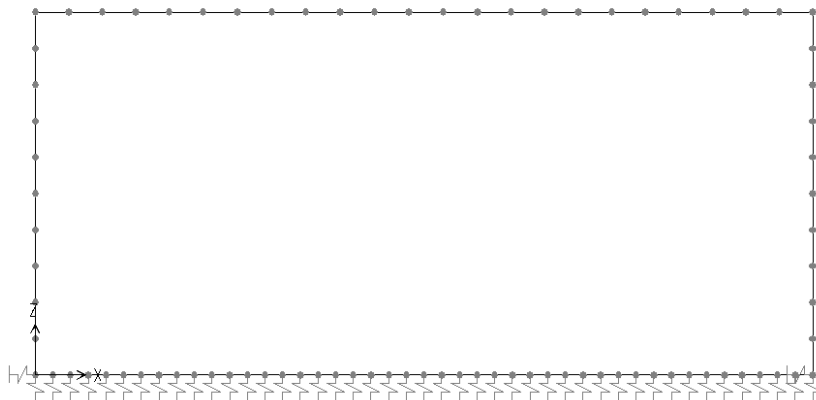


Figura 7-1: modello 2D dello scatolare

7.2 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso molle.

Tale valore è stato determinato, a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la Relazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b t^2 \cdot b l}}$$

- K_s = costante di sottofondo [F/L³];
- b_t = dimensione trasversale dell'opera;
- b_l = dimensione longitudinale dell'opera;
- E = modulo di Young del terreno.

Di seguito si riportano i valori impiegati nel calcolo:

rigidezza molle

E (kN/m ²)	500000	modulo di Young terreno di fondazione
b_t (m)	23.4	dimensione trasversale dell'opera
b_l (m)	2	dimensione longitudinale dell'opera
k_s (kN/m ³)	64516	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)

7.3 ANALISI DEI CARICHI

7.3.1 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

7.3.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Peso permanenti portati soletta superiore (rinterro + rilevato alleggerito):

$$P_b = (1.3 \cdot 19 + 4.45 \cdot 10) \cdot 2 = 138.4 \text{ kN/m}$$

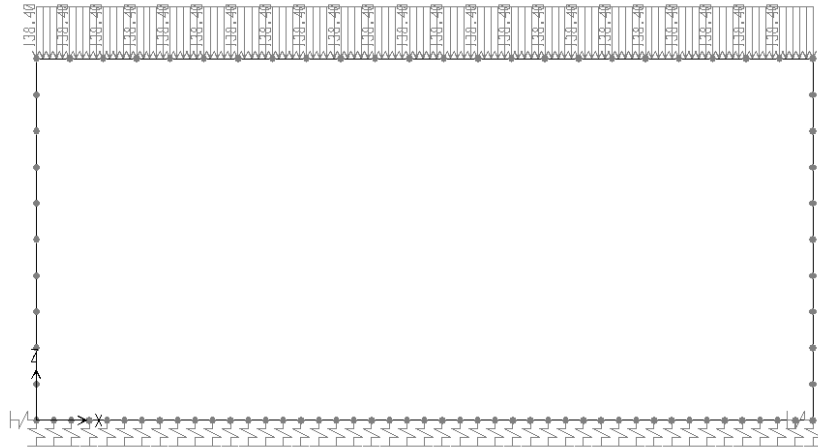


Figura 7-2: carico PERM

7.3.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi$, per cui si ottiene il valore $K_0=0,426$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

per cui risulta:

Pressione estradosso soletta superiore $P_1 = P_b \cdot 0,426 = 59,0 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta superiore $P_2 = P_1 + 2,70/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 2 = 80,9 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta inferiore $P_3 = P_2 + 10,15 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 2 = 245,4 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_4 = P_3 + 1,6/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 2 = 258,3 \text{ kN/m}$

Alle spinte sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore della soletta di copertura e di fondazione.

Spinta semispessore sol. sup. $1/2 \cdot (P_1 + P_2) \cdot (2,70/2) = 94,4 \text{ kN}$

Spinta semispessore sol. inf.

$$1/2 * (P3+P4) * (1,60/2) = 201,5 \text{ kN}$$

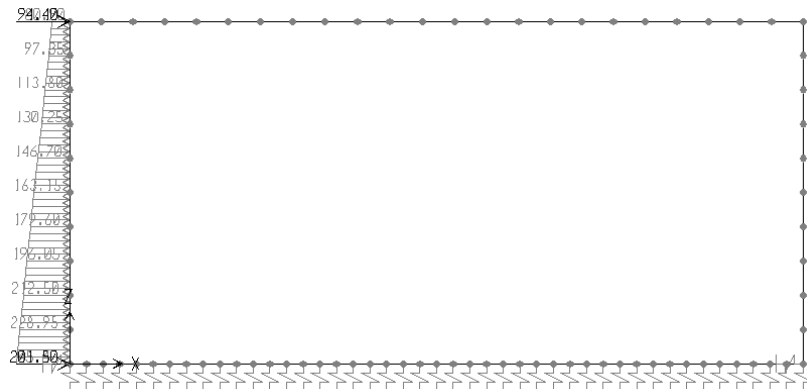


Figura 7-3: carico SPTSX

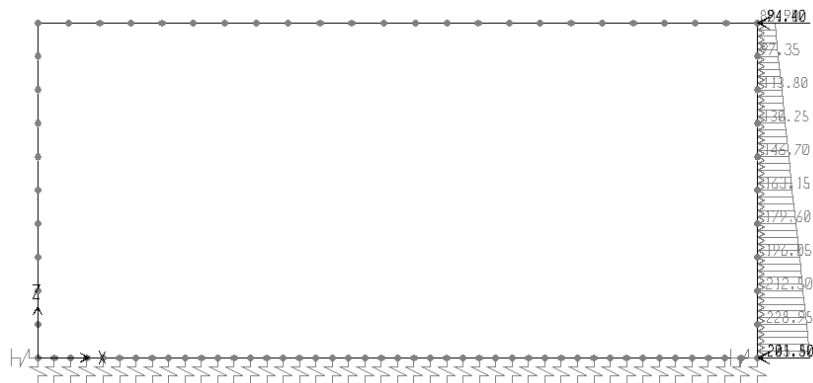


Figura 7-4: carico SPTDX

7.3.4 Carichi accidentali (ACC)

Il carico accidentale è rappresentato dal traffico stradale. La pressione dovuta a tale carico si ricava considerando lo schema di carico 1 delle NTC2018 e diffondendo il carico medio sulle due corsie fino all'asse della soletta superiore, con un angolo pari all'angolo di attrito del terreno per quanto riguarda il ricoprimento e con un angolo pari a 45° all'interno della soletta.

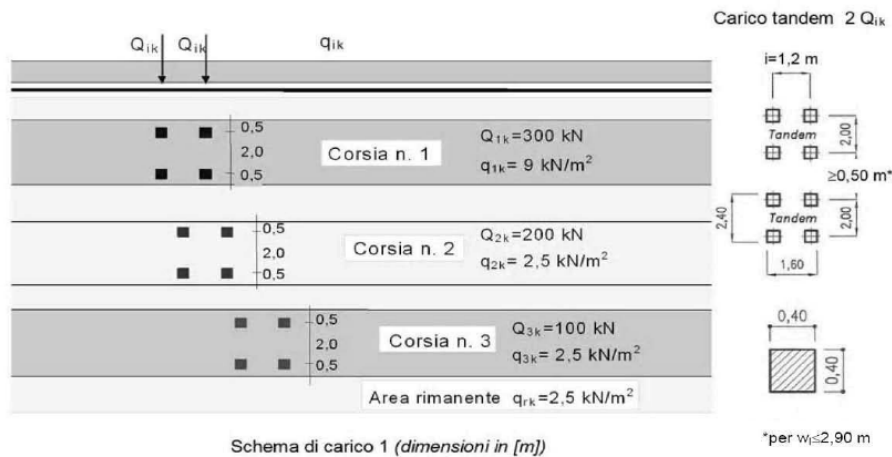


Figura 7-5: NTC2018 – Schema di carico 1

Carico distribuito q_{ik} :

$$q_{ik} = (9+2.5)/2*2 = 11.5 \text{ kN/m}$$

Diffusione carichi concentrati Q_{ik} :

$$Q_{ik} = (600+400)/((1.2+0.4+2*5.75*\tan(35^\circ)+2*2.7/2*\tan(45^\circ))*(5+0.4+2*5.75*\tan(35^\circ)+2*2.7/2*\tan(45^\circ))*2 = 10 \text{ kN/m}$$

Le distribuzioni del sovraccarico stradale considerate al di sopra della copertura, sono quelle in grado di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti. La condizione ACC è l'involuppo della condizione ACC-Mmax, con il carico ripartito prodotto dalle forze concentrate in mezzzeria, che massimizza il momento e della condizione ACC-Vmax, con il carico ripartito prodotto dalle forze concentrate che inizia in corrispondenza di un piedritto, che massimizza il taglio.

:

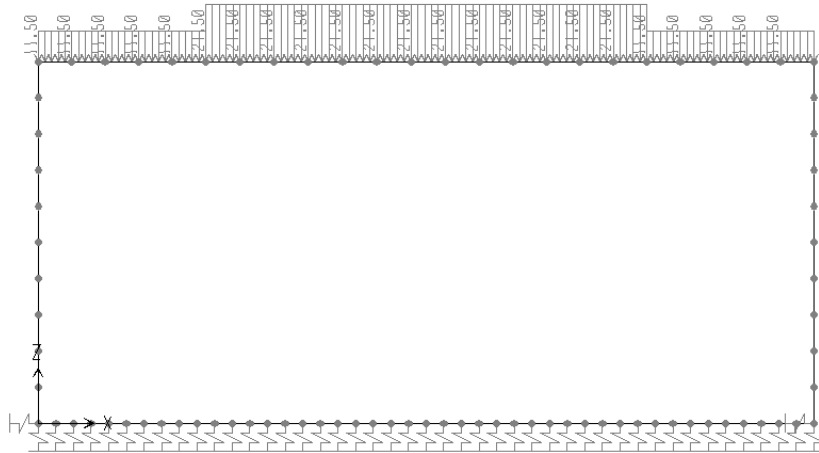


Figura 7-6: carico ACC-Mmax

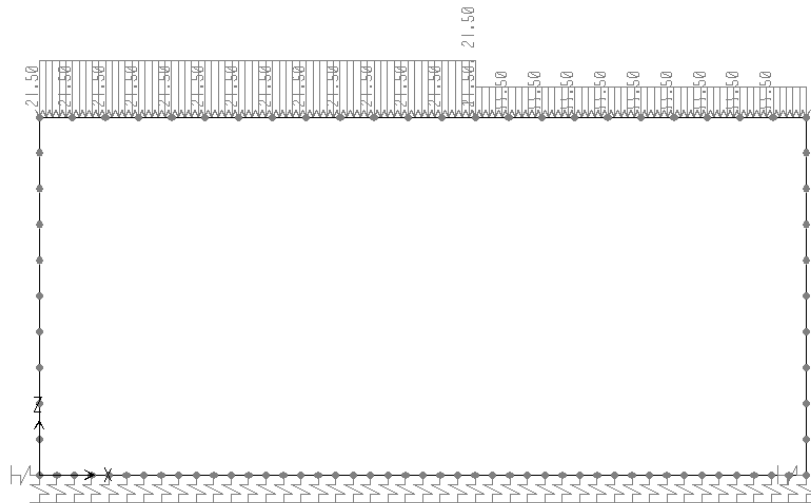


Figura 7-7: carico ACC-Vmax

7.3.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico massimo, che vale:

$$(11.5+10)*0.426 = 9.2 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura: $9.2 * (2,7/2) = 12.4 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione: $9.2 * (1,6/2) = 7.3 \text{ kN}$

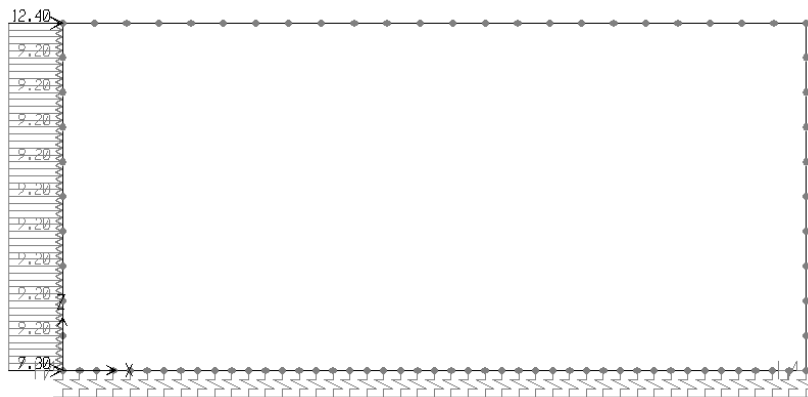


Figura 7-8: carico SPACCSX

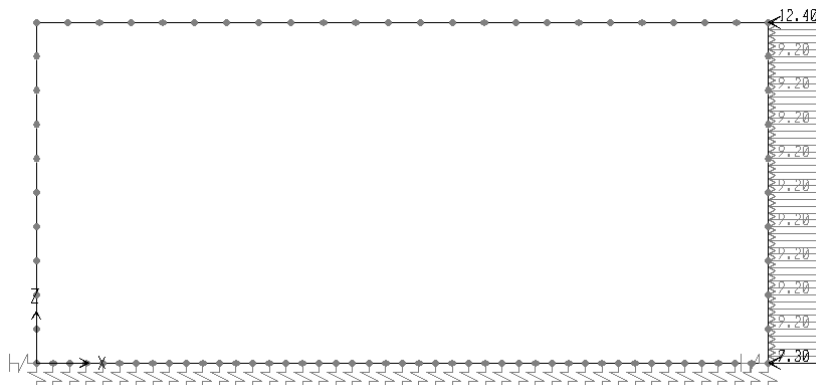


Figura 7-9: carico SPACCDX



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	25 di 97

7.3.6 Azione sismica

7.3.6.1 Classificazione sismica

Si considera la categoria di sottosuolo riportata nella Relazione Geotecnica, che, vista l'eterogeneità dei materiali rocciosi lungo il tracciato di interesse, in via cautelativa è stata assunta lungo tutto il tracciato di interesse come categoria di suolo E.

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geotecnica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1.

7.3.6.2 Forze d'inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale $V_N=75$ anni ed una classe d'uso IV ($C_U=2.0$), che danno luogo ad un periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_U=150$ anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV, in funzione del sito in esame (Longitudine= 16.730914° ; Latitudine= 41.155486°), un valore dell'accelerazione pari a $a_g=0.126$ g.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	26 di 97

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a_g = S_S * S_T * a_g$$

dove:

$S_S=1.6$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.0$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{\max}=1,60*1*0,126g = 0,202 g$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.202$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = 0.101$$

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

G1 + G2

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio della soletta: G1=31.5 kN/m²

Massa associata al carico permanente G2=138.4 kN/m

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

SismaH

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'h=(31.5*2+138.4)*0,202=40.7 \text{ kN/m}$$

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''h=1.6*25*2*0.202= 16.2 \text{ kN/m}$$

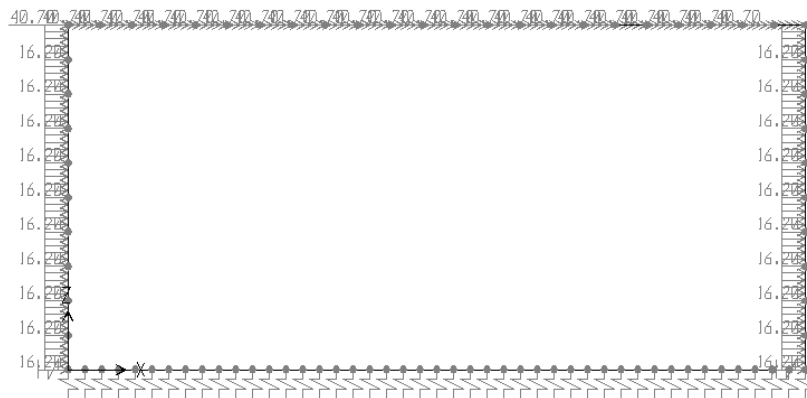


Figura 7-10: carico Sisma H

SismaV

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F''v=(31.5*2+138.4)*0,101=20.4 \text{ kN/m}$$

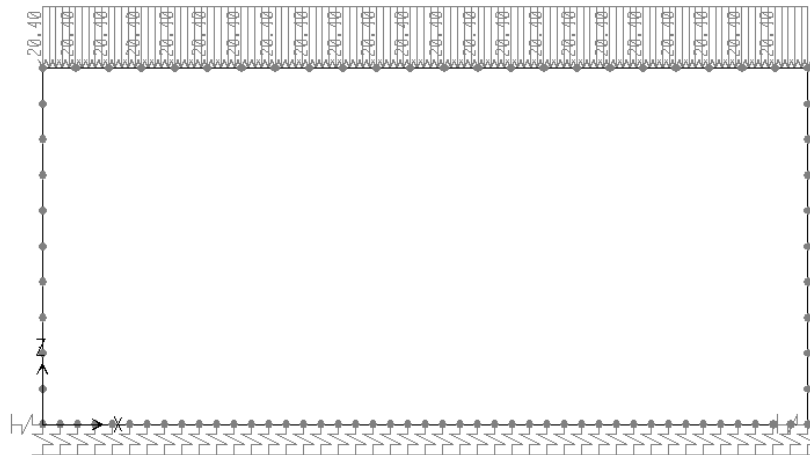


Figura 7-11: carico Sisma V

7.3.6.3 Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSDX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera; il suo valore è:

$$\Delta S_E = 0.202 \cdot 19 \cdot (10.15 + 2.7/2 + 1.6/2)^2 \cdot 2 = 1163.2 \text{ kN}$$

nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di lunghezza agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = \Delta S_E / 10.15 = 114.6 \text{ kN/m}$$

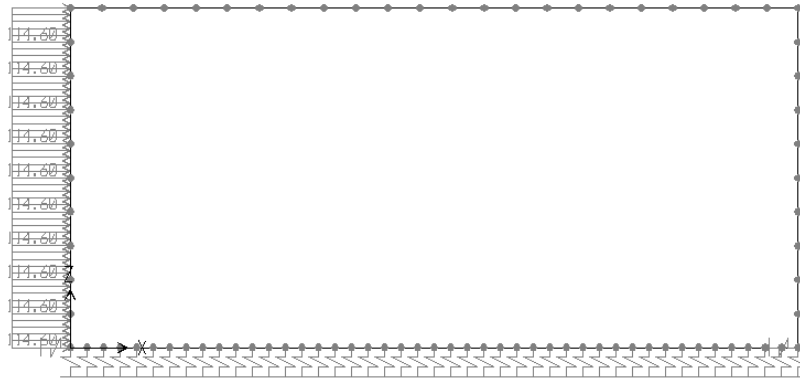


Figura 7-12: carico SPSSX

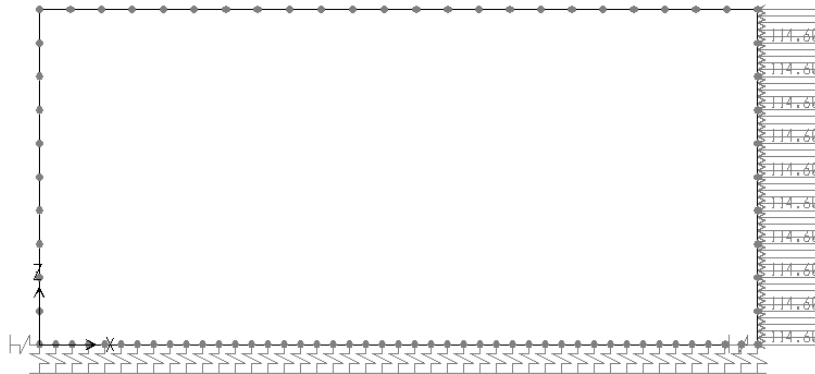


Figura 7-13: carico SPSSX

7.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per le verifiche si tiene conto dei coefficienti parziali per le azioni come da tabella 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(b)	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	32 di 97

SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma H	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Sisma V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30

7.5 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

In questo paragrafo si riportano gli involuppi delle sollecitazioni.

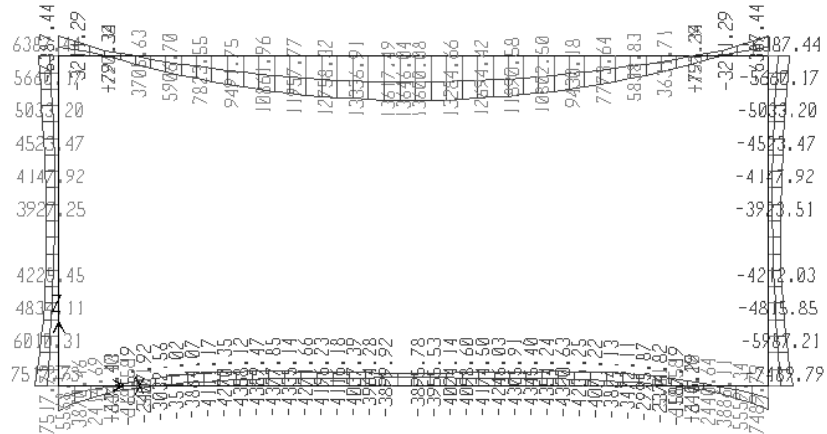


Figura 7-14: involuppo momento SLU

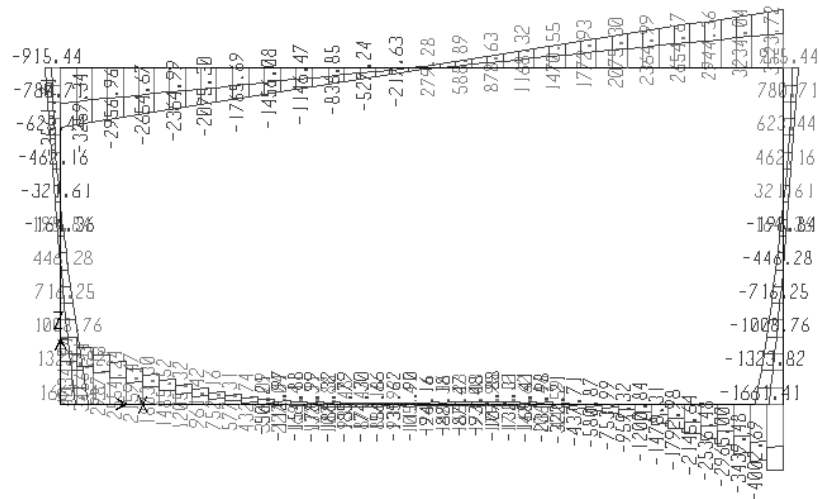


Figura 7-15: involuppo taglio SLU

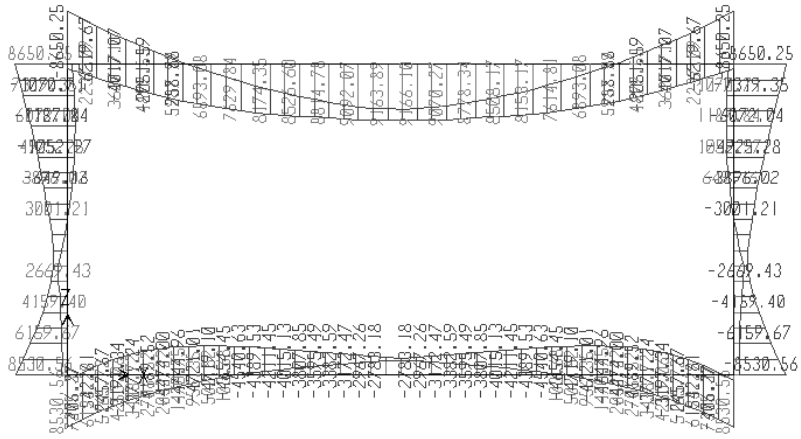


Figura 7-16: involuppo momento SIS

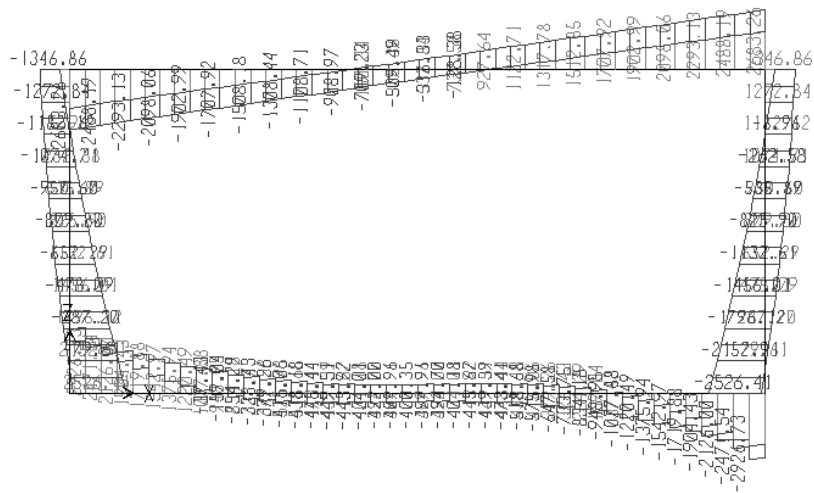


Figura 7-17: involuppo taglio SIS

7.6 VERIFICHE

7.6.1 Fondazione e pareti

Le sollecitazioni massime agenti sulla fondazione e sulle pareti sono:

$$M_{Ed} = 8650.3 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 4002.7 \text{ kN}$$

7.6.1.1 Verifica a flessione

Sia superiormente che inferiormente si dispone la seguente armatura: 1° strato $\phi 30/10$, 2° strato $\phi 24/20$.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	160	1	141.4	8
			2	141.4	152
			3	45.24	10.5
			4	45.24	149.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 %	ϵ_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 %
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 40.58 %
 d 152 cm
 x 12.07 x/d 0.07941
 δ 0.7

$$M_{Rd} = 10567 \text{ kNm} > 8650.3 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

7.6.1.2 Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spilli $\phi 14/20 \times 40$.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	36 di 97

Larghezza sezione	$b =$	200	cm
Altezza sezione	$h =$	160	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.54	cm ²
Numero bracci	$n_b =$	10	
$A_s \times n_b =$	$A_{sw} =$	15.4	cm ²
Passo delle staffe	$p =$	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	155	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	5254.37	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	56566.79	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	5254.37	kN

$$V_{Rd} = 5254.4 \text{ kN} > 4002.7 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

7.6.2 Soletta superiore

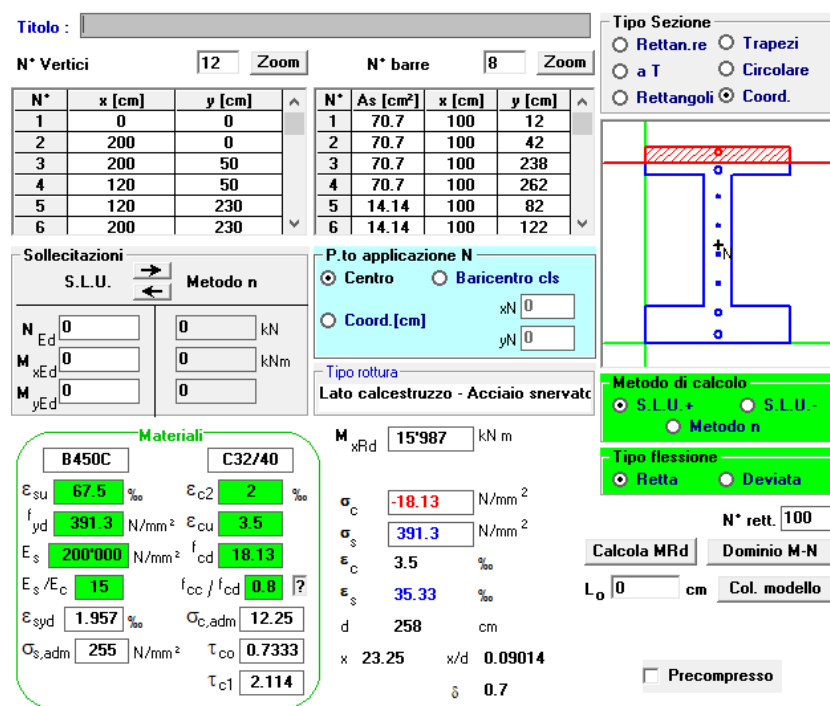
Le sollecitazioni massime agenti sulla soletta superiore sono:

$$M_{Ed} = 13600.1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 3561.7 \text{ kN}$$

7.6.2.1 Verifica a flessione

Sia sull'ala superiore che inferiore si dispone la seguente armatura: $\phi 30/20$ sup. e $\phi 30/20$ inf.



Titolo: []

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	70.7	100	12
2	200	0	2	70.7	100	42
3	200	50	3	70.7	100	238
4	120	50	4	70.7	100	262
5	120	230	5	14.14	100	82
6	200	230	6	14.14	100	122

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 15'987 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 35.33 ‰
d 258 cm
x 23.25 x/d 0.09014
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

$$M_{Rd} = 15987.0 \text{ kNm} > 13600.1 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

7.6.2.2 Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da staffe $\phi 12/10$.

Larghezza sezione

$$b = 40 \text{ cm}$$

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	38 di 97

Altezza sezione	$h =$	270	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.13	cm ²
Numero bracci	$n_b =$	2	
As x nb =	$A_{sw} =$	2.26	cm ²
Passo delle staffe	$p =$	10	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	28.999448	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	265	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	3805.13	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	12384.69	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	3805.13	kN

$$V_{Rd} = 3805.1 \text{ kN} > 3561.7 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

8 SEZIONE 2

L'analisi della struttura è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA.

8.1 GEOMETRIA

Le caratteristiche geometriche risultano:

- Spessore medio del ricoprimento	h_r	0,8 m
- Spessore medio del rilevato alleggerito	h_r	0,0 m
- Larghezza totale dello scatolare	L_{tot}	29,4 m
- Larghezza utile dello scatolare	L_{int}	26,2 m
- Altezza totale dello scatolare	H_{tot}	12,3 m
- Altezza libera dello scatolare	H_{int}	8,0 m
- Spessore della soletta	S_s	2,70 m
- Spessore piedritti	S_p	1,60 m
- Spessore fondazione	S_f	1,60 m

Larghezza striscia di calcolo $b = 2$ m

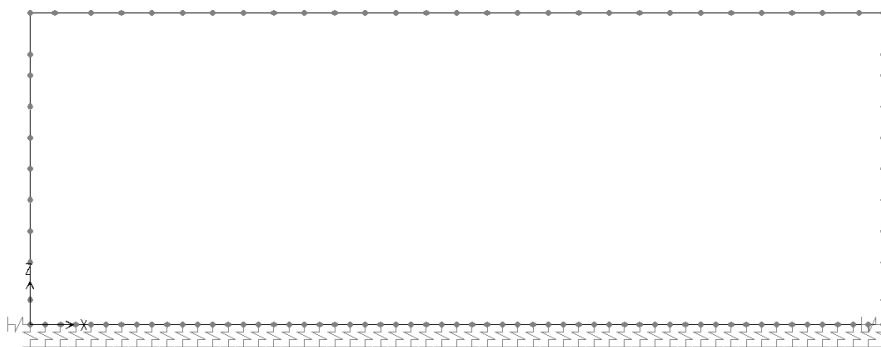


Figura 8-1: modello 2D dello scatolare

8.2 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso molle.

Tale valore è stato determinato, a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la Relazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b t^2 \cdot b l}}$$

- K_s = costante di sottofondo [F/L³];
- b_t = dimensione trasversale dell'opera;
- b_l = dimensione longitudinale dell'opera;
- E = modulo di Young del terreno.

Di seguito si riportano i valori impiegati nel calcolo:

rigidezza molle

E (kN/m ²)	500000	modulo di Young terreno di fondazione
b_t (m)	29.4	dimensione trasversale dell'opera
b_l (m)	2	dimensione longitudinale dell'opera
k_s (kN/m ³)	55384	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)

8.3 ANALISI DEI CARICHI

8.3.1 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

8.3.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Peso permanenti portati soletta superiore (rinterro):

$$P_b = (0.8 \cdot 19) \cdot 2 = 30.4 \text{ kN/m}$$

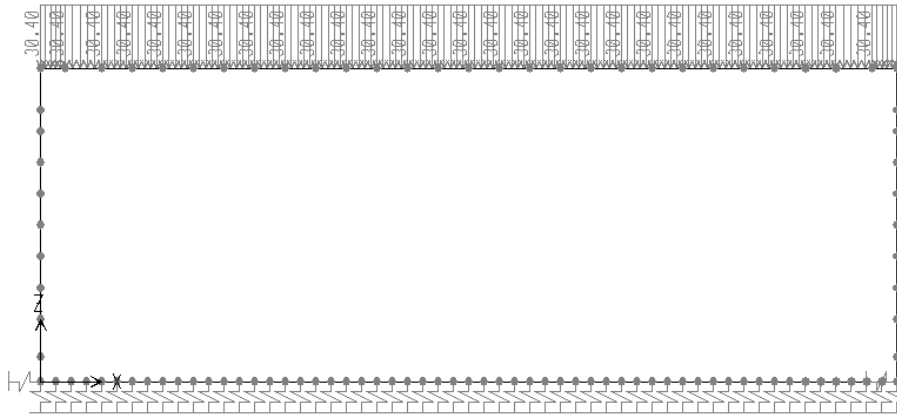


Figura 8-2: carico PERM

8.3.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi$, per cui si ottiene il valore $K_0=0,426$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

per cui risulta:

Pressione estradosso soletta superiore $P_1 = P_b \cdot 0,426 = 13,0 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta superiore $P_2 = P_1 + 2,70/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 2 = 34,8 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta inferiore $P_3 = P_2 + 10,15 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 2 = 199,3 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_4 = P_3 + 1,6/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 2 = 212,3 \text{ kN/m}$

Alle spinte sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore della soletta di copertura e di fondazione.

Spinta semispessore sol. sup. $1/2 \cdot (P_1 + P_2) \cdot (2,70/2) = 32,3 \text{ kN}$

Spinta semispessore sol. inf. $1/2 \cdot (P_3 + P_4) \cdot (1,60/2) = 164,6 \text{ kN}$

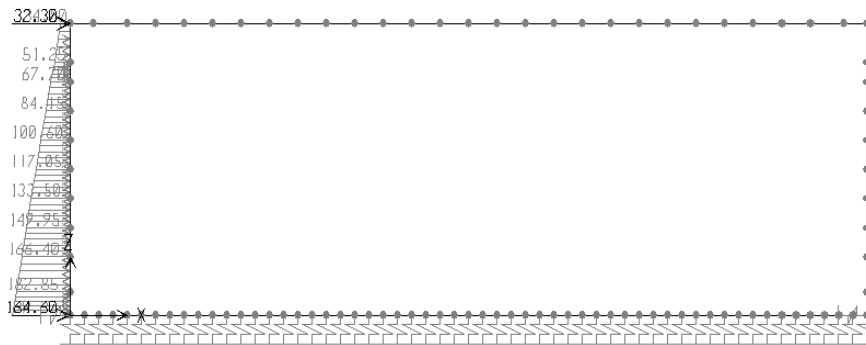


Figura 8-3: carico SPTSX

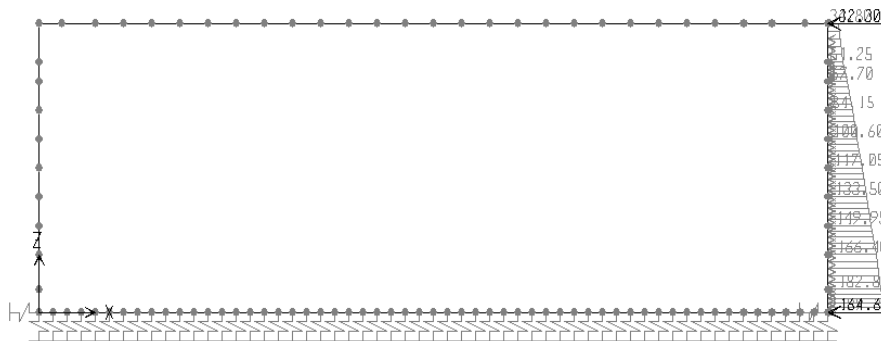


Figura 8-4: carico SPTDX

8.3.4 Carichi accidentali (ACC)

Il carico accidentale è rappresentato da un carico di cantiere $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

Considerando la larghezza di calcolo si ha:

$$q = 10 \cdot 2 = 20.0 \text{ kN/m}$$

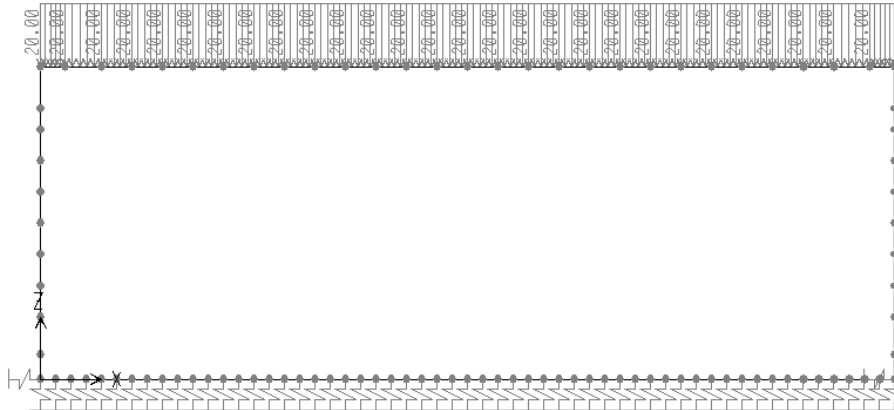


Figura 8-5: carico ACC

8.3.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

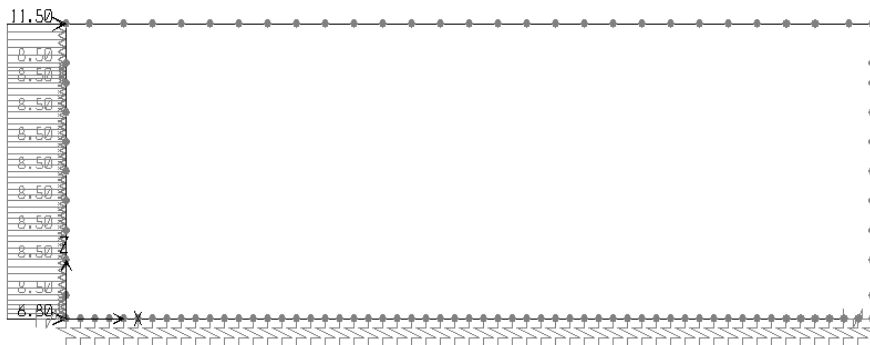
La spinta prodotta dal sovraccarico vale:

$$20 \cdot 0.426 = 8.5 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura: $8.5 \cdot (2,7/2) = 11.5 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione: $8.5 \cdot (1,6/2) = 6.8 \text{ kN}$



	NODO DI BARI BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE PROGETTO PRELIMINARE					
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE	COMMESSA IA7X	REL 00	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO GA 00 00 001	REV. A

Figura 8-6: carico SPACCSX

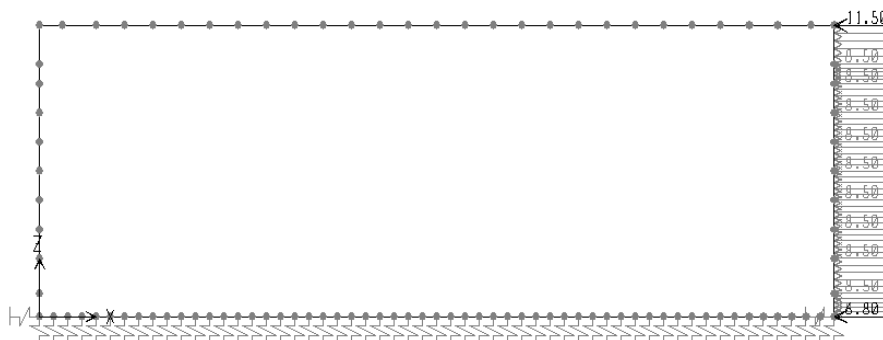


Figura 8-7: carico SPACCDX

8.3.6 Azione sismica

8.3.6.1 Classificazione sismica

Si considera la categoria di sottosuolo riportata nella Relazione Geotecnica, che, vista l'eterogeneità dei materiali rocciosi lungo il tracciato di interesse, in via cautelativa è stata assunta lungo tutto il tracciato di interesse come categoria di suolo E.

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geotecnica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1.

8.3.6.2 Forze d'inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	45 di 97

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale $V_N=75$ anni ed una classe d'uso IV ($C_U=2.0$), che danno luogo ad un periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_U=150$ anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV, in funzione del sito in esame (Longitudine= 16.733660° ; Latitudine= 41.154704°), un valore dell'accelerazione pari a $a_g=0.126$ g.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

$S_S=1.6$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.0$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{\max}=1,60 \cdot 1 \cdot 0.126g = 0,202 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.202$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = 0.101$$

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

G1 + G2

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio della soletta: $G1=31.5 \text{ kN/m}^2$

Massa associata al carico permanente $G2=30.4 \text{ kN/m}$

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

SismaH

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'h=(31.5*2+30.4)*0.202=18.9 \text{ kN/m}$$

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''h=1.6*25*2*0.202= 16.2 \text{ kN/m}$$

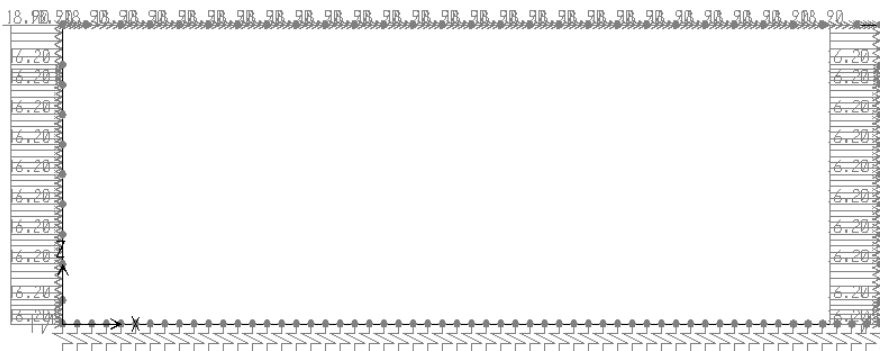


Figura 8-8: carico Sisma H

SismaV

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F''_v = (31.5 \cdot 2 + 30.4) \cdot 0,101 = 9.4 \text{ kN/m}$$

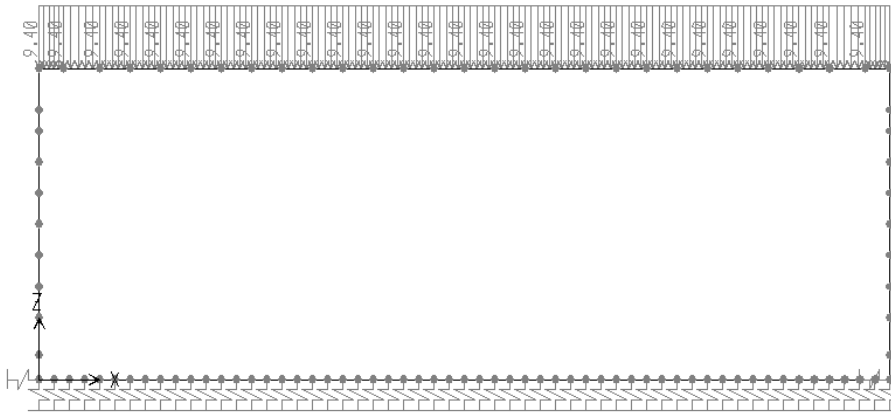


Figura 8-9: carico Sisma V

8.3.6.3 Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSDX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera; il suo valore è:

$$\Delta S_E = 0.202 \cdot 19 \cdot (10.15 + 2.7/2 + 1.6/2)^2 \cdot 2 = 1163.2 \text{ kN}$$

nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di lunghezza agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = \Delta S_E / 10.15 = 114.6 \text{ kN/m}$$

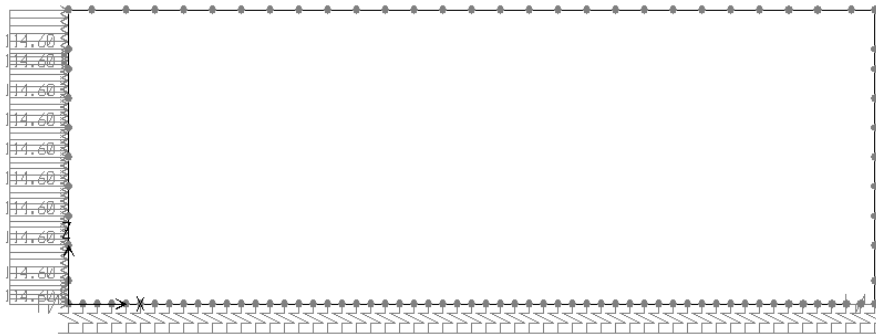


Figura 8-10: carico SPSSX

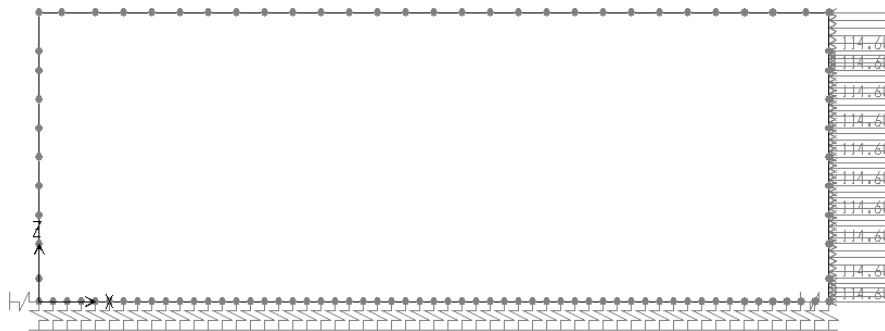


Figura 8-11: carico SPSPDX

8.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per le verifiche si tiene conto dei coefficienti parziali per le azioni come da tabella 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(b)	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	51 di 97

SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma H	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Sisma V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30

8.5 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

In questo paragrafo si riportano gli involuppi delle sollecitazioni.

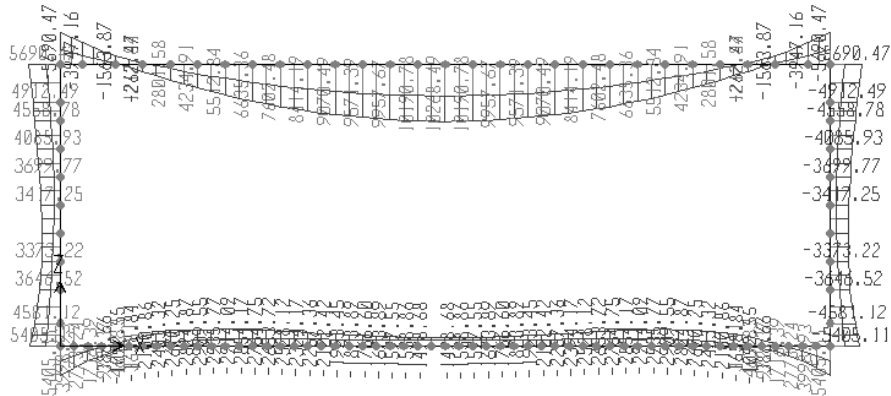


Figura 8-12: involuppo momento SLU

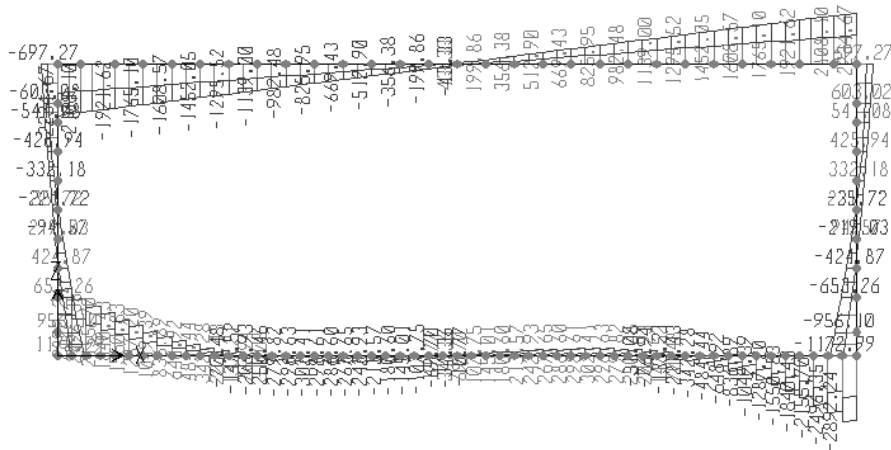


Figura 8-13: involuppo taglio SLU

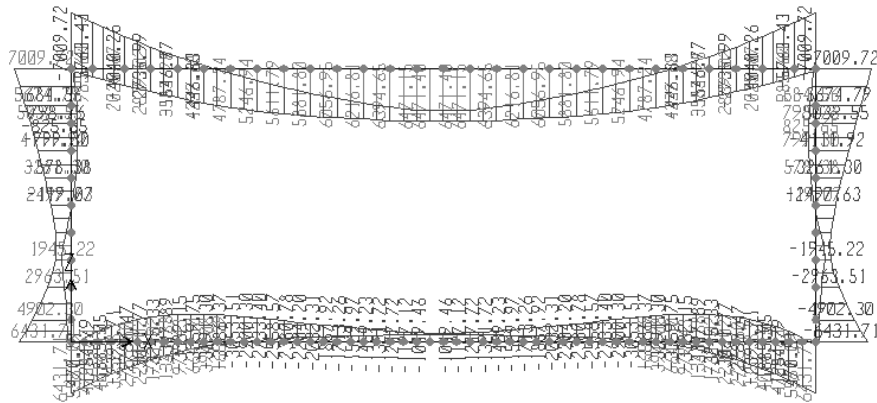


Figura 8-14: involuppo momento SIS

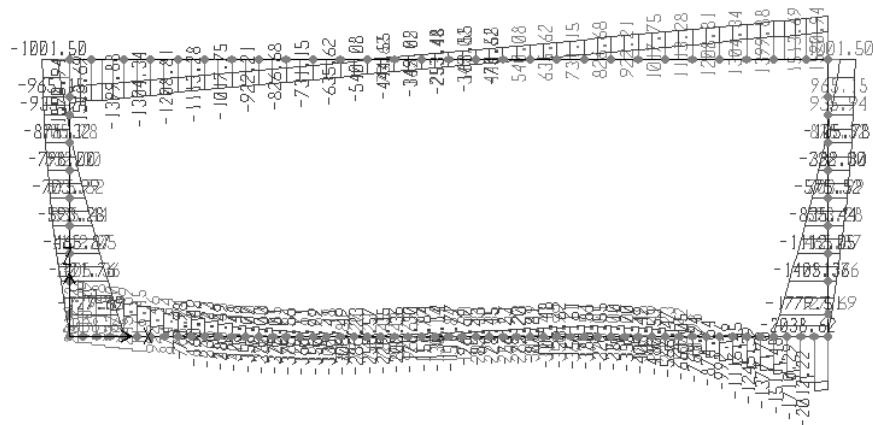


Figura 8-15: involuppo taglio SIS

8.6 VERIFICHE

8.6.1 Fondazione e pareti

Le sollecitazioni massime agenti sulla fondazione e sulle pareti sono:

$$M_{Ed} = 7009.7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 2892.2 \text{ kN}$$

8.6.1.1 Verifica a flessione

Sia superiormente che inferiormente si dispone la seguente armatura: 1° strato $\phi 30/10$, 2° strato $\phi 24/20$.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	160	1	141.4	8
			2	141.4	152
			3	45.24	10.5
			4	45.24	149.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 67.5% ε_{c2} 2%
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5%
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957% σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 10'567 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5%
 ε_s 40.58%
 d 152 cm
 x 12.07 x/d 0.07941
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{Rd} = 10567 \text{ kNm} > 7009.7 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

8.6.1.2 Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spilli $\phi 14/20 \times 40$.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	55 di 97

Larghezza sezione	$b =$	200	cm
Altezza sezione	$h =$	160	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.54	cm ²
Numero bracci	$n_b =$	10	
$A_s \times n_b =$	$A_{sw} =$	15.4	cm ²
Passo delle staffe	$p =$	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	155	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	5254.37	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	56566.79	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	5254.37	kN

$$V_{Rd} = 5254.4 \text{ kN} > 2892.2 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

8.6.2 Soletta superiore

Le sollecitazioni massime agenti sulla soletta superiore sono:

$$M_{Ed} = 10268.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 2234.7 \text{ kN}$$

8.6.2.1 Verifica a flessione

Sia sull'ala superiore che inferiore si dispone la seguente armatura: $\phi 30/20$ sup. e $\phi 30/20$ inf.

Titolo: []

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	70.7	100	12
2	200	0	2	70.7	100	42
3	200	50	3	70.7	100	238
4	120	50	4	70.7	100	262
5	120	230	5	14.14	100	82
6	200	230	6	14.14	100	122

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 15'987 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 35.33 ‰
 d 258 cm
 x 23.25 x/d 0.09014
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{Rd} = 15987.0 \text{ kNm} > 10268.5 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

8.6.2.2 Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da staffe $\phi 12/10$.

Larghezza sezione

$$b = 40 \text{ cm}$$

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	57 di 97

Altezza sezione	$h =$	270	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.13	cm ²
Numero bracci	$n_b =$	2	
As x nb =	$A_{sw} =$	2.26	cm ²
Passo delle staffe	$p =$	10	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	28.999448	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	265	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	3805.13	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	12384.69	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	3805.13	kN

$$V_{Rd} = 3805.1 \text{ kN} > 2234.7 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

9 SEZIONE 3

L'analisi della struttura è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA.

9.1 GEOMETRIA

Le caratteristiche geometriche risultano:

- Spessore medio del ricoprimento	h_r	2,50 m
- Spessore medio del rilevato alleggerito	h_r	7,20 m
- Larghezza totale dello scatolare	L_{tot}	33,45 m
- Larghezza utile – campata sinistra	$L_{int,sx}$	8,35 m
- Larghezza utile – campata centrale	$L_{int,centr}$	11,00 m
- Larghezza utile – campata destra	$L_{int,dx}$	8,90 m
- Altezza totale dello scatolare	H_{tot}	12,2 m
- Altezza libera dello scatolare	H_{int}	8,0 m
- Spessore della soletta	S_s	1,60 m
- Spessore piedritti	S_p	1,60 m
- Spessore fondazione	S_f	1,60 m
- Spessore setti	S_{se}	1,00 m

Larghezza striscia di calcolo $b = 1$ m



Figura 9-1: modello 2D dello scatolare

9.2 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso molle.

Tale valore è stato determinato, a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la Relazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b t^2 \cdot b l}}$$

- K_s = costante di sottofondo [F/L³];
- b_t = dimensione trasversale dell'opera;
- b_l = dimensione longitudinale dell'opera;
- E = modulo di Young del terreno.

Di seguito si riportano i valori impiegati nel calcolo:

rigidezza molle

E (kN/m ²)	500000	modulo di Young terreno di fondazione
b_t (m)	33.45	dimensione trasversale dell'opera
b_l (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera
k_s (kN/m ³)	64056	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)

9.3 ANALISI DEI CARICHI

9.3.1 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

9.3.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Peso permanenti portati soletta superiore (rinterro + rilevato alleggerito):

$$P_b = (2.5 \cdot 19 + 7.20 \cdot 10) \cdot 1 = 119.5 \text{ kN/m}$$

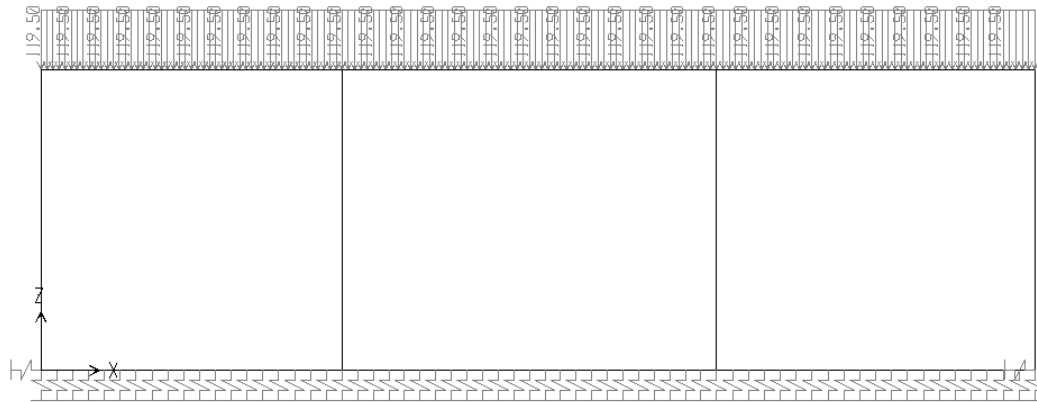


Figura 9-2: carico PERM

9.3.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi$, per cui si ottiene il valore $K_0 = 0,426$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

per cui risulta:

Pressione estradosso soletta superiore $P_1 = P_b \cdot 0,426 = 51,0 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta superiore $P_2 = P_1 + 1,60/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 1 = 57,4 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta inferiore $P_3 = P_2 + 9,60 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 1 = 135,2 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_4 = P_3 + 1,6/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 1 = 141,7 \text{ kN/m}$

Alle spinte sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore della soletta di copertura e di fondazione.

Spinta semispessore sol. sup. $1/2 \cdot (P_1 + P_2) \cdot (1,60/2) = 43,4 \text{ kN}$

Spinta semispessore sol. inf. $1/2 \cdot (P_3 + P_4) \cdot (1,60/2) = 110,8 \text{ kN}$

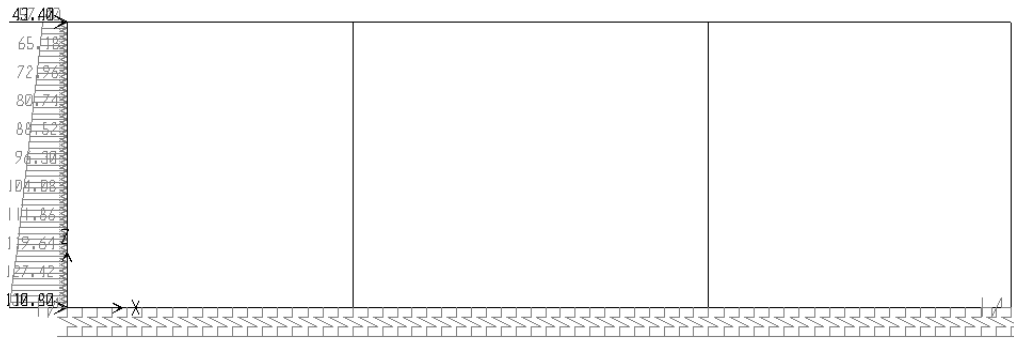


Figura 9-3: carico SPTSX

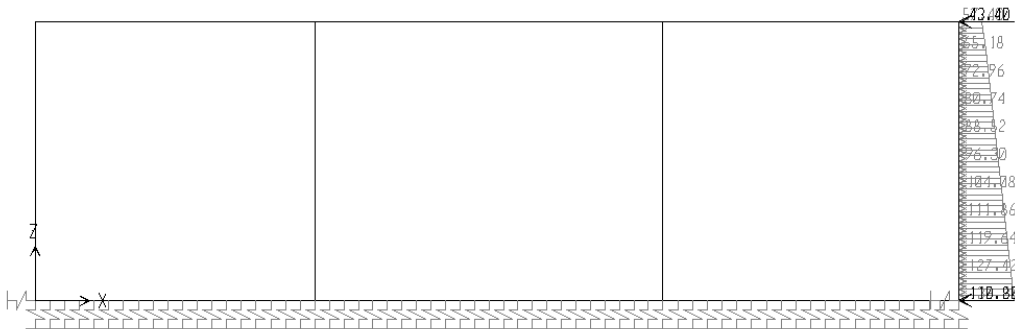


Figura 9-4: carico SPTDX

9.3.4 Carichi accidentali (ACC)

Il carico accidentale è rappresentato dal traffico stradale. La pressione dovuta a tale carico si ricava considerando lo schema di carico 1 delle NTC2018 e diffondendo il carico medio sulle due corsie fino all'asse della soletta superiore, con un angolo pari all'angolo di attrito del terreno per quanto riguarda il ricoprimento e con un angolo pari a 45° all'interno della soletta.

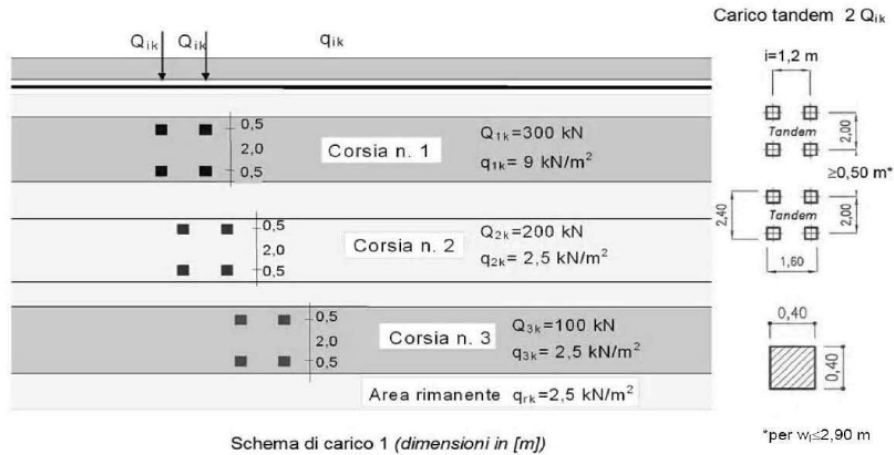


Figura 9-5: NTC2018 – Schema di carico 1

Carico distribuito q_{ik} :

$$q_{ik} = (9+2.5)/2 \cdot 1 = 5.75 \text{ kN/m}$$

Diffusione carichi concentrati Q_{ik} :

$$Q_{ik} = (600+400) / ((1.2+0.4+2 \cdot 9.7 \cdot \tan(35^\circ) + 2 \cdot 1.6/2 \cdot \tan(45^\circ)) \cdot (5+0.4+2 \cdot 9.7 \cdot \tan(35^\circ) + 2 \cdot 1.6/2 \cdot \tan(45^\circ))) \cdot 1 = 2.9 \text{ kN/m}$$

Le distribuzioni del sovraccarico stradale considerate al di sopra della copertura sono quelle in grado di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti. La condizione ACC è l'involuppo della condizione ACC-1, con il carico ripartito prodotto dalle forze concentrate sulla campata di sinistra, ACC-2, con il carico ripartito prodotto dalle forze concentrate sulla campata centrale e ACC-3, con il carico ripartito prodotto dalle forze concentrate sulla campata di destra.

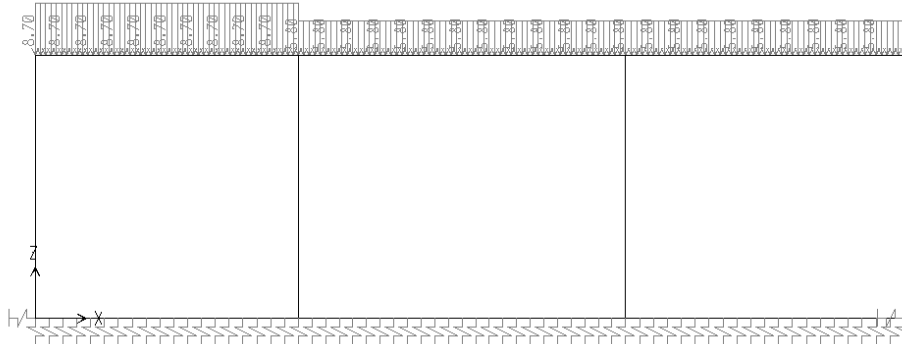


Figura 9-6: carico ACC-1

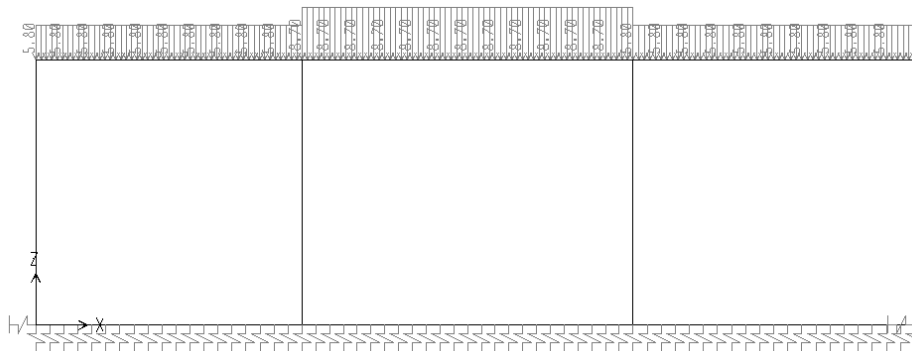


Figura 9-7: carico ACC-2

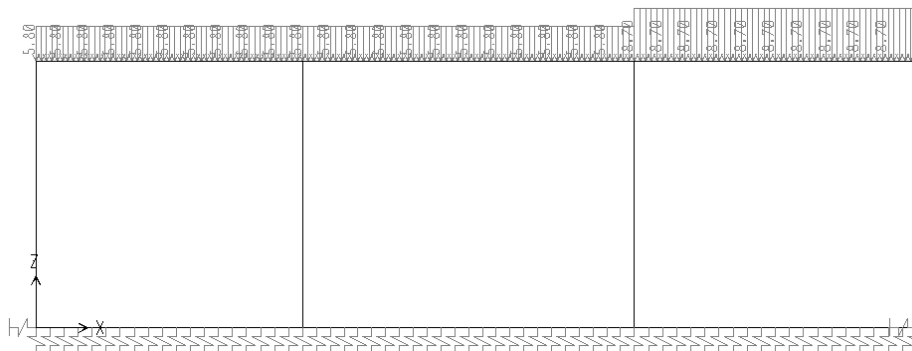


Figura 9-8: carico ACC-3

9.3.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico massimo, che vale:

$$(5.75+2.9)*0.426 = 3.7 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura: $3.7 * (1,6/2) = 3.0 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione: $3.7 * (1,6/2) = 3.0 \text{ kN}$

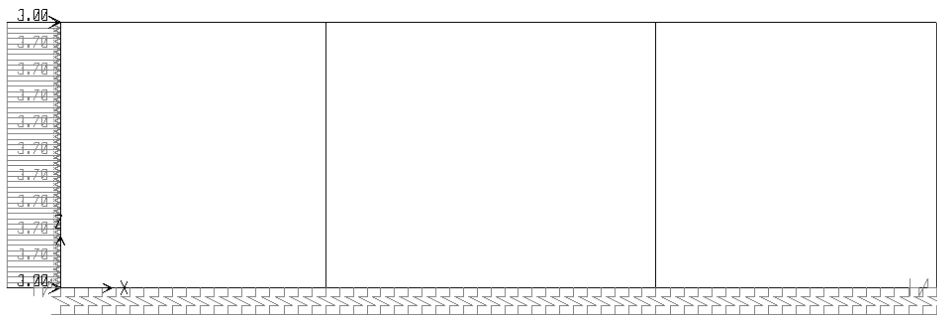


Figura 9-9: carico SPACCSX

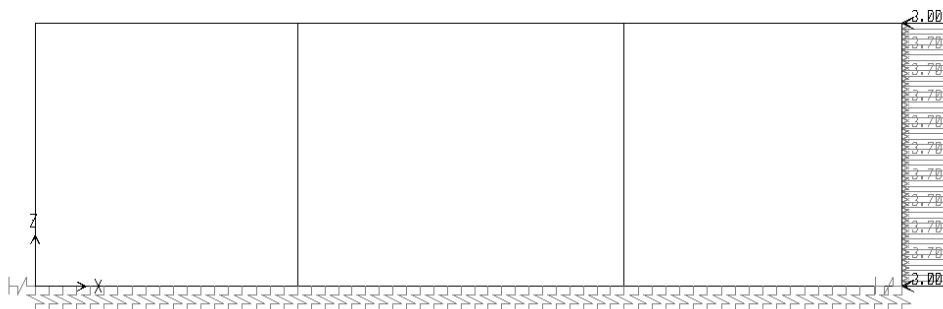


Figura 9-10: carico SPACCDX



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	65 di 97

9.3.6 Azione sismica

9.3.6.1 Classificazione sismica

Si considera la categoria di sottosuolo riportata nella Relazione Geotecnica, che, vista l'eterogeneità dei materiali rocciosi lungo il tracciato di interesse, in via cautelativa è stata assunta lungo tutto il tracciato di interesse come categoria di suolo E.

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geotecnica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1.

9.3.6.2 Forze d'inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale $V_N=75$ anni ed una classe d'uso IV ($C_U=2.0$), che danno luogo ad un periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_U=150$ anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV, in funzione del sito in esame (Longitudine= 16.734443° ; Latitudine= 41.154486°), un valore dell'accelerazione pari a $a_g=0.123$ g.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	66 di 97

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a_g = S_S * S_T * a_g$$

dove:

$S_S=1.6$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.0$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{\max}=1,60*1*0,123g = 0,197 g$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.197$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = 0.098$$

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

G1 + G2

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio della soletta: $G1=40.0 \text{ kN/m}^2$

Massa associata al carico permanente $G2=119.5 \text{ kN/m}$

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

SismaH

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'h=(40.0*1+119.5)*0,197=31.4 \text{ kN/m}$$

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''h=1.6*25*1*0.197= 7.9 \text{ kN/m}$$

Forza Orizzontale sui setti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai setti):

$$F'''h=1.0*25*1*0.197= 4.9 \text{ kN/m}$$

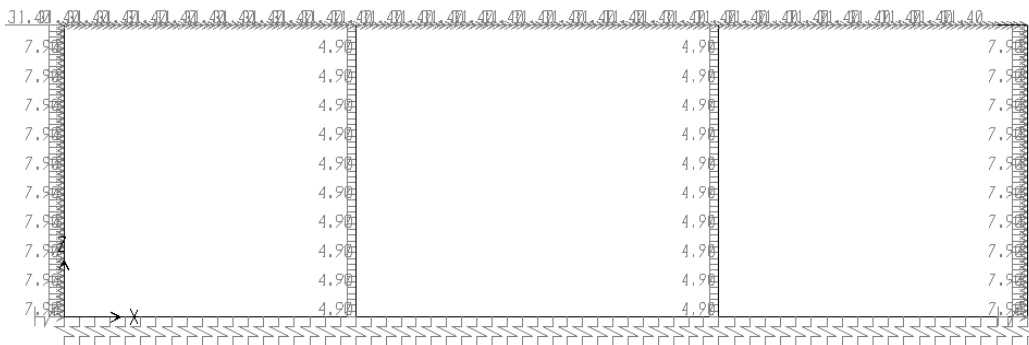


Figura 9-11: carico Sisma H

SismaV

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F''v=(40.0*1+119.5)*0,098=15.7 \text{ kN/m}$$

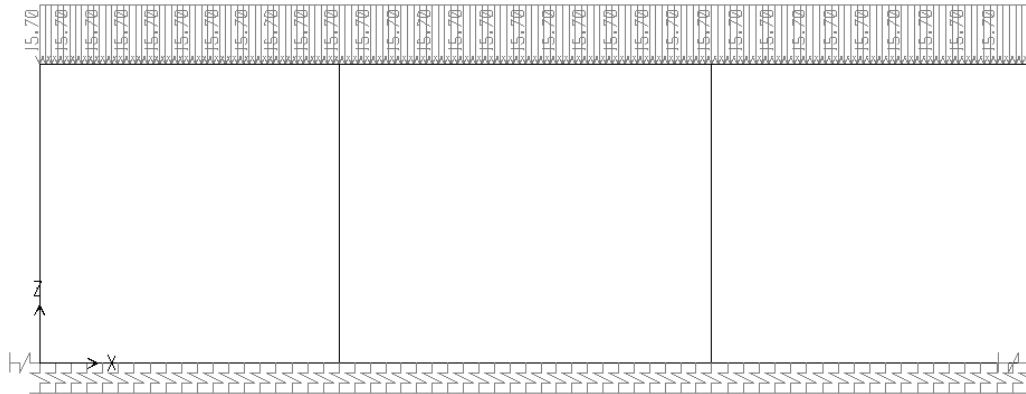


Figura 9-12: carico Sisma V

9.3.6.3 Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSDX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera; il suo valore è:

$$\Delta S_E = 0.197 \cdot 19 \cdot (9.6 + 1.6/2 + 1.6/2)^2 \cdot 1 = 469.0 \text{ kN}$$

nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di lunghezza agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = \Delta S_E / 9.6 = 48.9 \text{ kN/m}$$

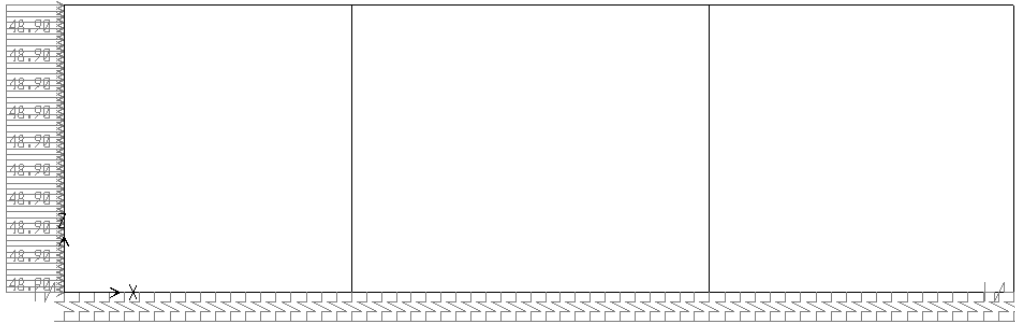


Figura 9-13: carico SPSSX

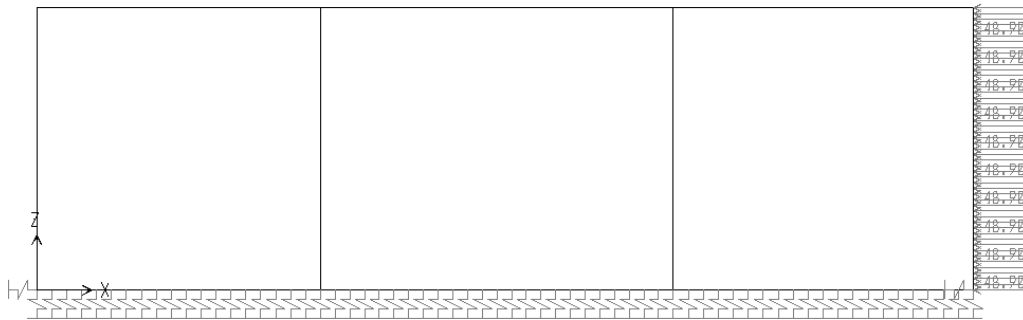


Figura 9-14: carico SPSPDX

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per le verifiche si tiene conto dei coefficienti parziali per le azioni come da tabella 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(b)	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	72 di 97

SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma H	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Sisma V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30

9.5 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

In questo paragrafo si riportano gli involuপি delle sollecitazioni.

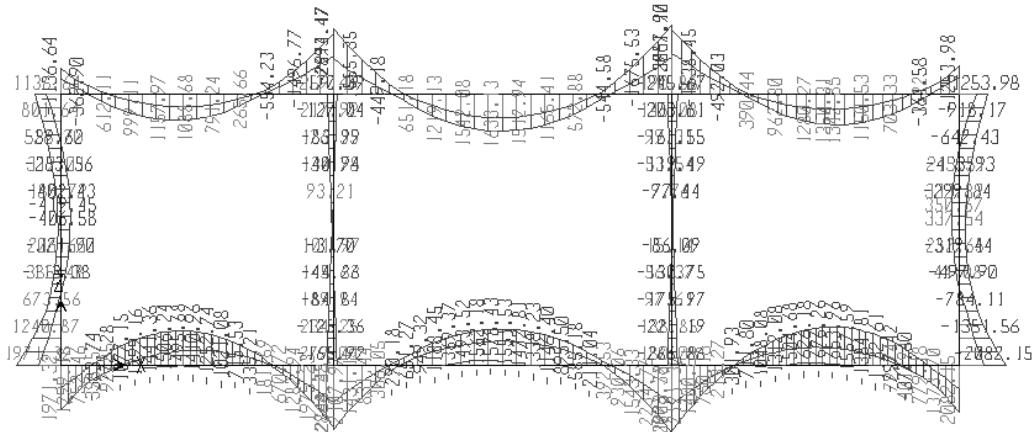


Figura 9-15: involuppo momento SLU

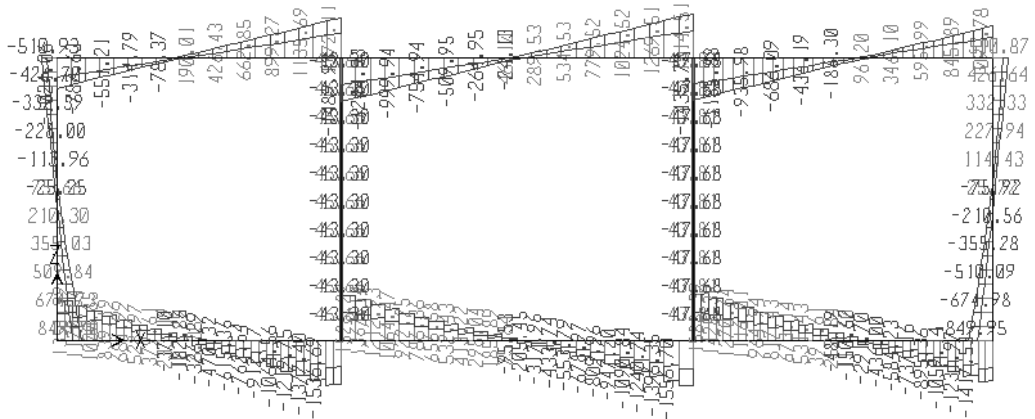


Figura 9-16: involuppo taglio SLU

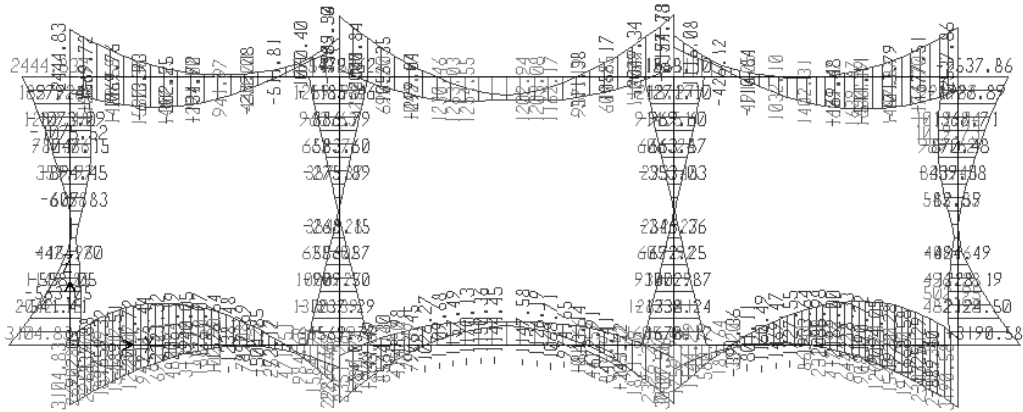


Figura 9-17: involuppo momento SIS

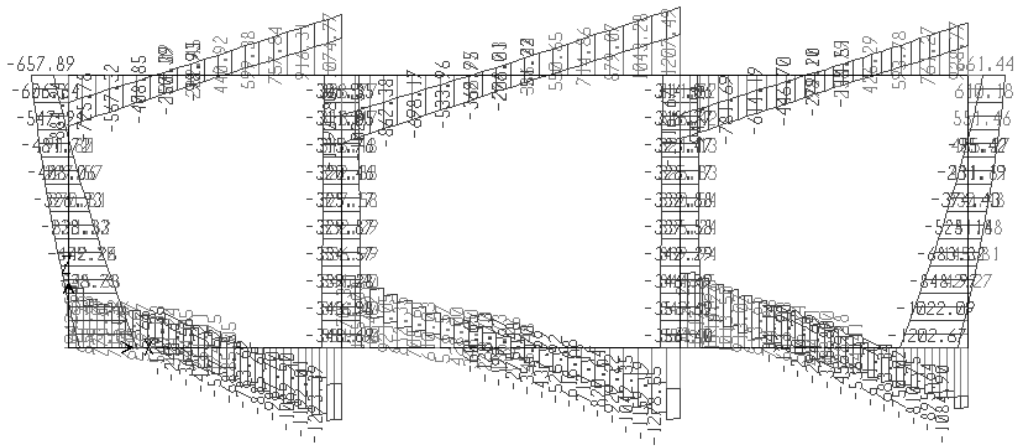


Figura 9-18: involuppo taglio SIS

9.6 VERIFICHE

9.6.1 Fondazione, pareti e soletta superiore

Le sollecitazioni massime agenti sulla fondazione e sulle pareti sono:

$$M_{Ed} = 3190.6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1588.4 \text{ kN}$$

9.6.1.1 Verifica a flessione

Sia superiormente che inferiormente si dispone la seguente armatura: $\phi 30/10$.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

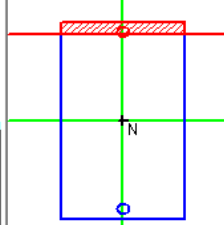
N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.7	8
2	70.7	152

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Pollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N^* rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

$$M_{Rd} = 4039 \text{ kNm} > 3190.6 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

9.6.1.2 Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spilli $\phi 12/20 \times 40$.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	76 di 97

Larghezza sezione	$b =$	100	cm
Altezza sezione	$h =$	160	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.13	cm ²
Numero bracci	$n_b =$	5	
$A_s \times n_b =$	$A_{sw} =$	5.65	cm ²
Passo delle staffe	$p =$	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione $f(N_{ed})$	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	155	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	1927.74	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	28283.39	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	1927.74	kN

$$V_{Rd} = 1927.7 \text{ kN} > 1588.4 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

9.6.2 Setti

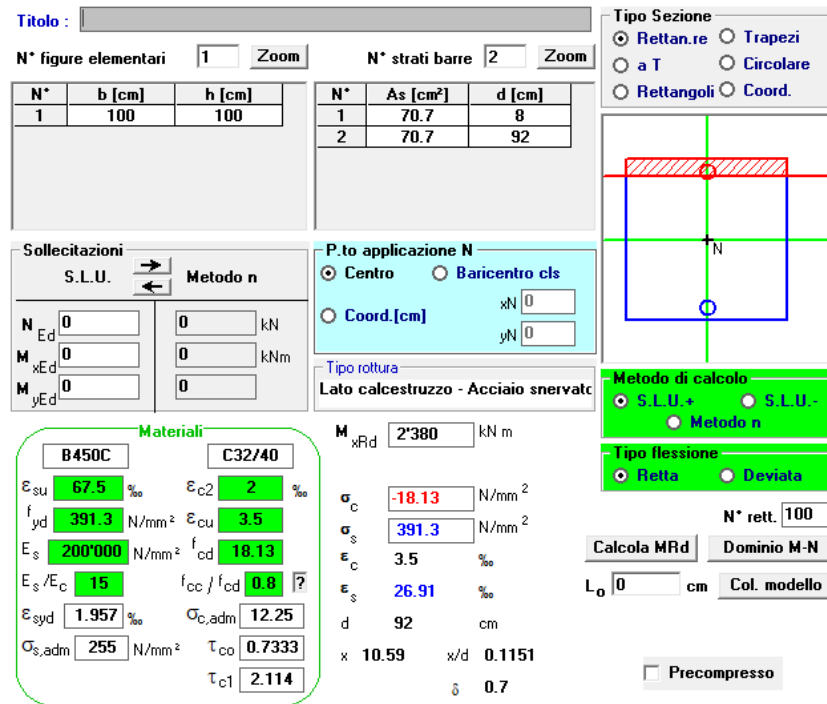
Le sollecitazioni massime agenti sui setti sono:

$$M_{Ed} = 1678.1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 356.4 \text{ kN}$$

9.6.2.1 Verifica a flessione

Sia superiormente che inferiormente si dispone la seguente armatura: $\phi 30/10$.



Titolo : []

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	70.7	8
			2	70.7	92

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

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{cl} 2.114

M_{xRd} 2'380 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 26.91 ‰
 d 92 cm
 x 10.59 x/d 0.1151
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{Rd} = 2380.0 \text{ kNm} > 1678.1 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

9.6.2.2 Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da staffe $\phi 12/40 \times 40$.

Larghezza sezione

$$b = 100 \text{ cm}$$

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	78 di 97

Altezza sezione	$h =$	100 cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0 cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.13 cm ²
Numero bracci	$nb =$	2.5
As x nb =	$A_{sw} =$	2.825 cm ²
Passo delle staffe	$p =$	40 cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8 °
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0 kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00
Braccio delle armature	$d =$	95 cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.1 daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00 daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	590.76 kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	17334.98 kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	590.76 kN

$$V_{Rd} = 590.7 \text{ kN} > 356.4 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

10 SEZIONE 4

L'analisi della struttura è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA.

10.1 GEOMETRIA

Le caratteristiche geometriche risultano:

- Spessore medio del ricoprimento	h_r	4,3 m
- Spessore medio del rilevato alleggerito	h_r	3,8 m
- Larghezza totale dello scatolare	L_{tot}	12,6 m
- Larghezza utile dello scatolare	L_{int}	10,2 m
- Altezza totale dello scatolare	H_{tot}	10,4 m
- Altezza libera dello scatolare	H_{int}	8,0 m
- Spessore della soletta	S_s	1,20 m
- Spessore piedritti	S_p	1,20 m
- Spessore fondazione	S_f	1,20 m

Larghezza striscia di calcolo $b = 1$ m

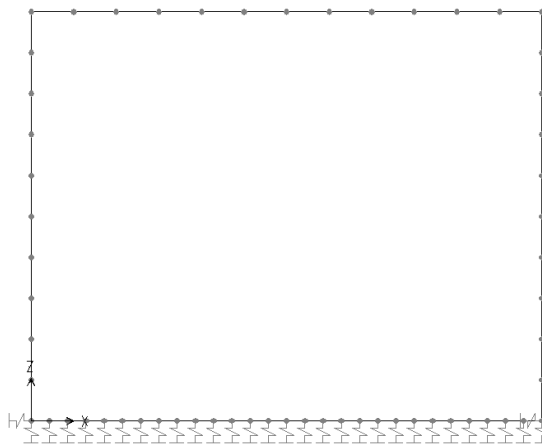


Figura 10-1: modello 2D dello scatolare

10.2 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso molle.

Tale valore è stato determinato, a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la Relazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b t^2 \cdot b l}}$$

- K_s = costante di sottofondo [F/L³];
- b_t = dimensione trasversale dell'opera;
- b_l = dimensione longitudinale dell'opera;
- E = modulo di Young del terreno.

Di seguito si riportano i valori impiegati nel calcolo:

rigidezza molle

E (kN/m ²)	500000	modulo di Young terreno di fondazione
b_t (m)	12.6	dimensione trasversale dell'opera
b_l (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera
k_s (kN/m ³)	122812	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)

10.3 ANALISI DEI CARICHI

10.3.1 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

10.3.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Peso permanenti portati soletta superiore (rinterro + rilevato alleggerito):

$$P_b = (4.3 \cdot 19 + 3.8 \cdot 10) \cdot 1 = 119.7 \text{ kN/m}$$

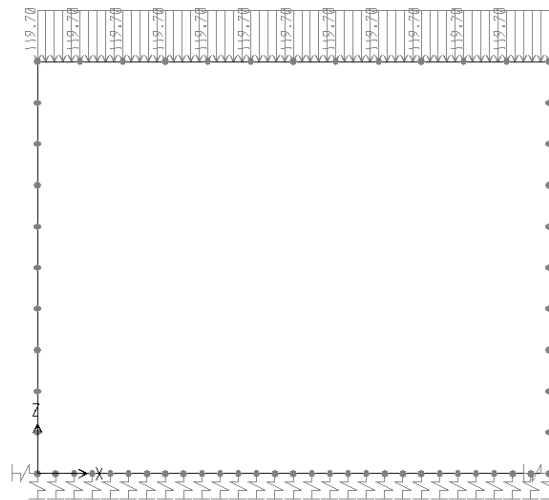


Figura 10-2: carico PERM

10.3.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi$, per cui si ottiene il valore $K_0=0,426$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

per cui risulta:

Pressione estradosso soletta superiore $P_1 = P_b \cdot 0,426 = 51,0 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta superiore $P_2 = P_1 + 1,20/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 1 = 55,9 \text{ kN/m}$

Pressione in asse soletta inferiore $P_3 = P_2 + 9,20 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 1 = 130,4 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_4 = P_3 + 1,2/2 \cdot 19 \cdot 0,426 \cdot 1 = 135,3 \text{ kN/m}$

Alle spinte sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore della soletta di copertura e di fondazione.

Spinta semispessore sol. sup. $1/2 \cdot (P_1 + P_2) \cdot (1,20/2) = 32,1 \text{ kN}$

Spinta semispessore sol. inf.

$$1/2 * (P3+P4) * (1,20/2) = 79,7 \text{ kN}$$

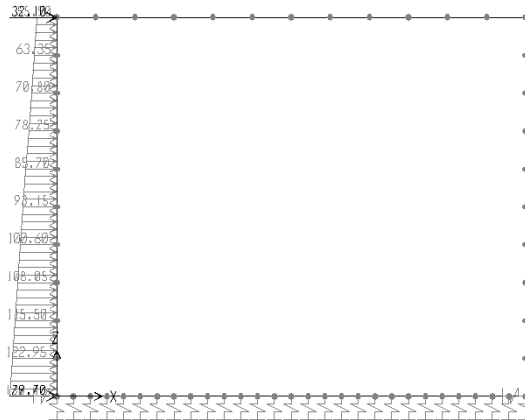


Figura 10-3: carico SPTSX

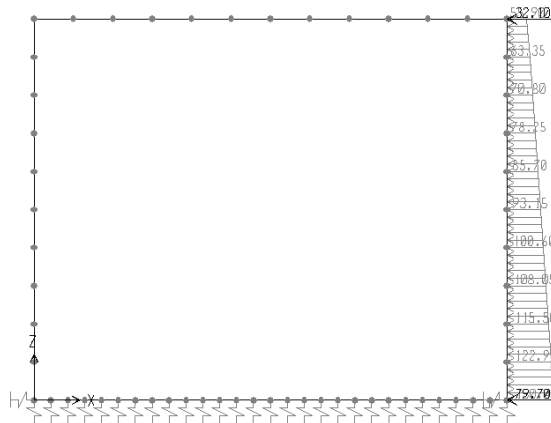


Figura 10-4: carico SPTDX

10.3.4 Carichi accidentali (ACC)

Il carico accidentale è rappresentato dal traffico stradale. La pressione dovuta a tale carico si ricava considerando lo schema di carico 1 delle NTC2018 e diffondendo il carico medio sulle due corsie fino all'asse della soletta superiore, con un angolo pari all'angolo di attrito del terreno per quanto riguarda il ricoprimento e con un angolo pari a 45° all'interno della soletta.

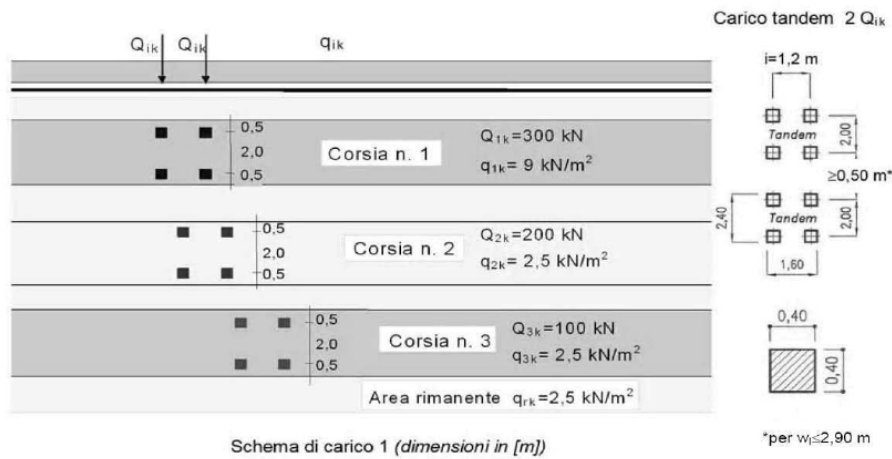


Figura 10-5: NTC2018 – Schema di carico 1

Carico distribuito q_{ik} :

$$q_{ik} = (9 + 2.5) / 2 * 1 = 5.75 \text{ kN/m}$$

Diffusione carichi concentrati Q_{ik} :

$$Q_{ik} = (600 + 400) / ((1.2 + 0.4 + 2 * 8.1 * \tan(35^\circ) + 2 * 1.2 / 2 * \tan(45^\circ)) * (5 + 0.4 + 2 * 8.1 * \tan(35^\circ) + 2 * 1.2 / 2 * \tan(45^\circ))) * 1 = 3.9 \text{ kN/m}$$

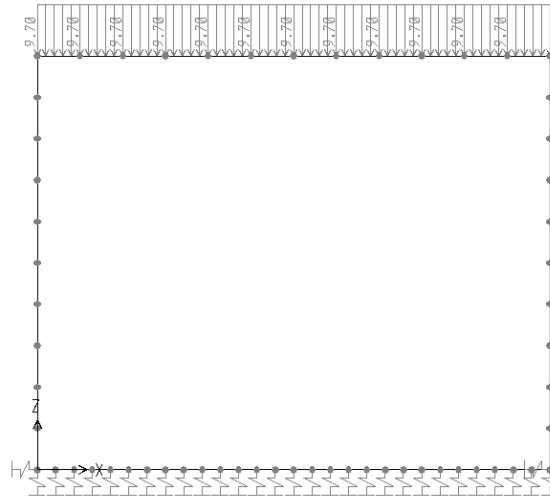


Figura 10-6: carico ACC

10.3.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico massimo, che vale:

$$(5.75+3.9)*0.426 = 4.1 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura: $4.1 * (1,2/2) = 2.5 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione: $4.1 * (1,2/2) = 2.5 \text{ kN}$

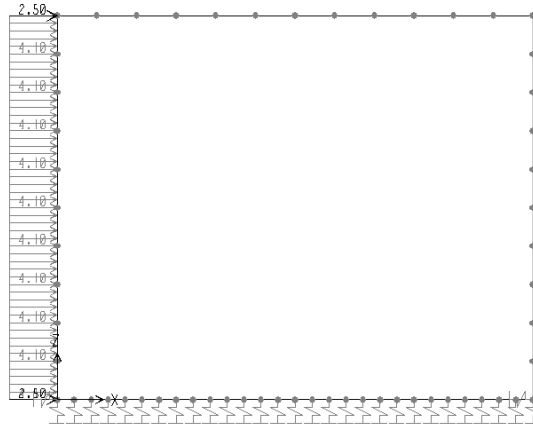


Figura 10-7: carico SPACCSX

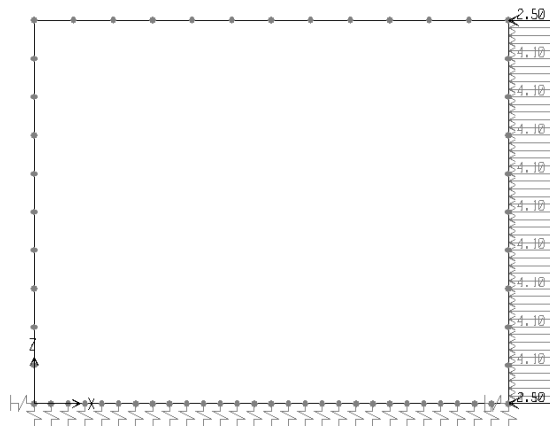


Figura 10-8: carico SPACCDX

10.3.6 Azione sismica

10.3.6.1 Classificazione sismica

Si considera la categoria di sottosuolo riportata nella Relazione Geotecnica, che, vista l'eterogeneità dei materiali rocciosi lungo il tracciato di interesse, in via cautelativa è stata assunta lungo tutto il tracciato di interesse come categoria di suolo E.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	86 di 97

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geotecnica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1.

10.3.6.2 Forze d'inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 * k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale $V_N=75$ anni ed una classe d'uso IV ($C_U=2.0$), che danno luogo ad un periodo di riferimento $V_R=V_N * C_U=150$ anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV, in funzione del sito in esame (Longitudine= 16.767927° ; Latitudine= 41.144079°), un valore dell'accelerazione pari a $a_g=0.115$ g.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a_g = S_S * S_T * a_g$$

dove:



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	87 di 97

$S_S=1.6$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.0$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max}=1,60*1*0.115g = 0,184 g$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.184$$

$$k_v = \pm 0,5*k_h = 0.092$$

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

G1 + G2

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio della soletta: $G1=30.0 \text{ kN/m}^2$

Massa associata al carico permanente $G2=119.7 \text{ kN/m}$

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

SismaH

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'h=(30.0*1+119.7)*0,184=27.6 \text{ kN/m}$$

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''h=1.2*25*1*0.184= 5.5 \text{ kN/m}$$

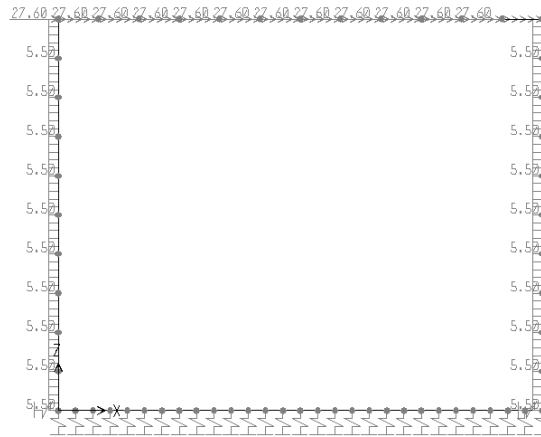


Figura 10-9: carico Sisma H

SismaV

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F''v=(30.0*1+119.7)*0,092=13.8 \text{ kN/m}$$

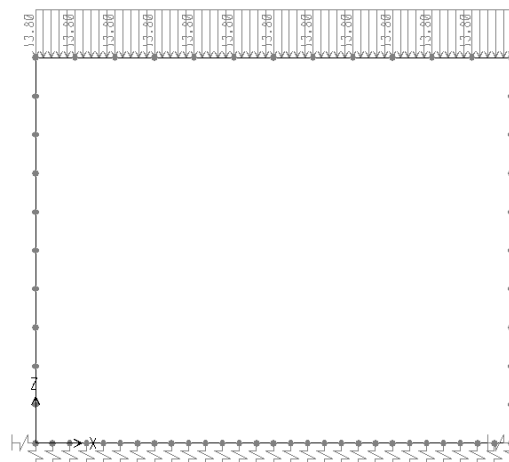


Figura 10-10: carico Sisma V

10.3.6.3 Spinta sismica del terreno (SPSSX e SPSSX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera; il suo valore è:

$$\Delta S_E = 0.184 \cdot 19 \cdot (9.2 + 1.2/2 + 1.2/2)^2 \cdot 1 = 378.9 \text{ kN}$$

nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di lunghezza agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = \Delta S_E / 9.2 = 41.2 \text{ kN/m}$$

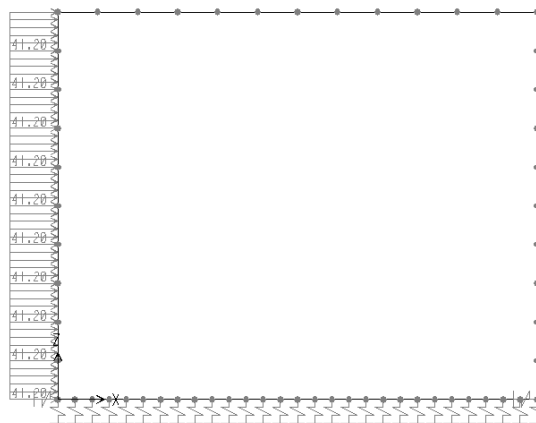


Figura 10-11: carico SPSSX

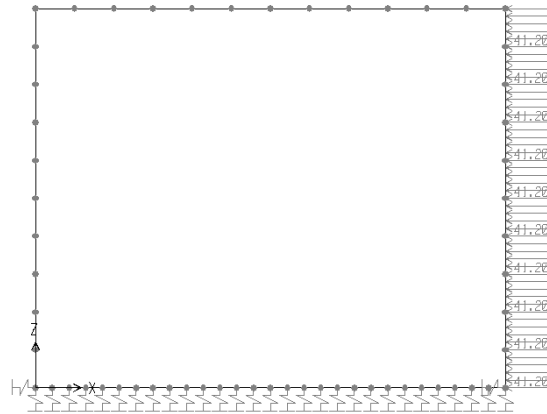


Figura 10-12: carico SP5DX

10.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per le verifiche si tiene conto dei coefficienti parziali per le azioni come da tabella 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(b)	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE
GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	93 di 97

SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma H	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Sisma V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30

10.5 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

In questo paragrafo si riportano gli involuপি delle sollecitazioni.

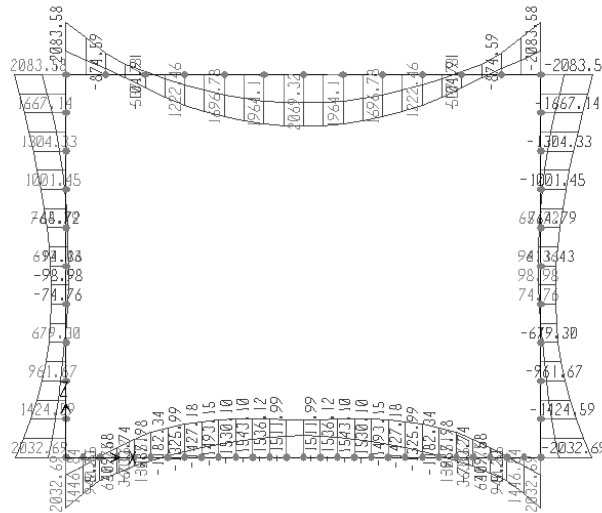


Figura 10-13: involuppo momento SLU

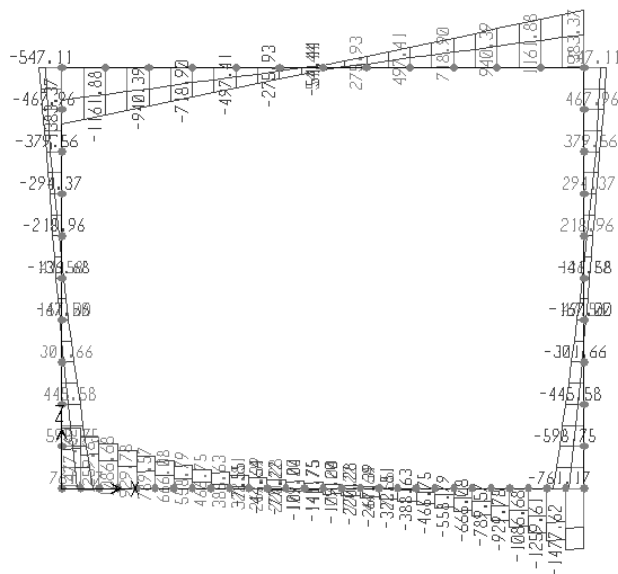


Figura 10-14: involuppo taglio SLU

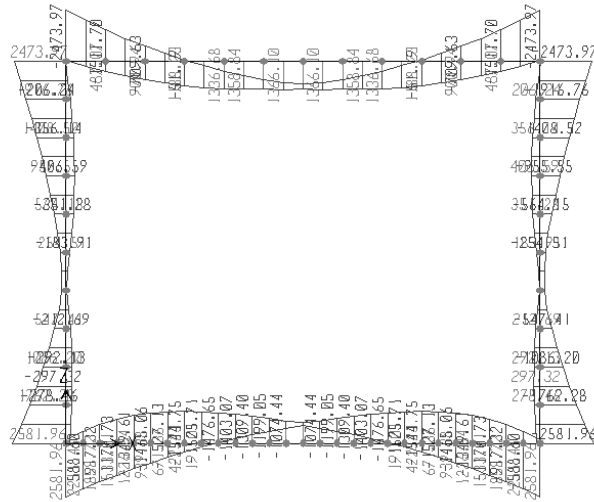


Figura 10-15: involuppo momento SIS

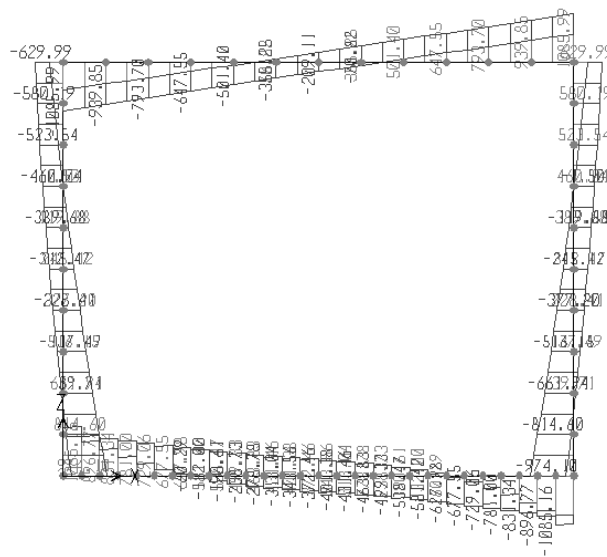


Figura 10-16: involuppo taglio SIS

10.6 VERIFICHE

10.6.1 Fondazione, pareti e soletta superiore

Le sollecitazioni massime agenti sulla fondazione, sulle pareti e sulla soletta superiore sono:

$$M_{Ed} = 2582.0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1461.1 \text{ kN}$$

10.6.1.1 Verifica a flessione

Sia superiormente che inferiormente si dispone la seguente armatura: $\phi 30/10$.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.7	8
2	70.7	112

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione: Retta Deviato

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 2'933 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 33.53 ‰

d 112 cm
x 10.59 x/d 0.09453
 δ 0.7

$$M_{Rd} = 2933 \text{ kNm} > 2582.0 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta

10.6.1.2 Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spilli $\phi 14/20 \times 40$.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE GALLERIE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00	R 11 RH	GA 00 00 001	A	97 di 97

Larghezza sezione	$b =$	100	cm
Altezza sezione	$h =$	120	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.54	cm ²
Numero bracci	$n_b =$	5	
$A_s \times n_b =$	$A_{sw} =$	7.7	cm ²
Passo delle staffe	$p =$	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione $f(N_{ed})$	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	115	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.07	daN/cm ²
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm ²
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	1949.20	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	20984.45	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	1949.45	kN

$$V_{Rd} = 1949.4 \text{ kN} > 1461.1 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta