

LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

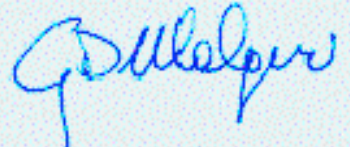
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	 <p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

L0001

L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE

L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI

RELAZIONE TECNICA GENERALE TOMBINATURE

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO203 E 2301

NOME FILE

L0001-T00TM00STRRRE01_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T00TM00STRRE01

A

C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. MARTINA D'AVERSA	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI	6
3.1	Calcestruzzo	6
3.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
3.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali prefabbricate	7
3.1.3	Calcestruzzo per le opere strutturali gettate in opera	7
3.2	Acciaio	7
3.2.1	Acciaio per armatura lenta	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	8
4.1	Analisi di sensibilità al variare della costante di sottofondo	9
4.1.1	CASO 1 – $H_{\text{ricoprimento}} = 0,00 \text{ m} - k = 1.000,00 \text{ kN/m}^3$	9
4.1.2	CASO 1 – $H_{\text{ricoprimento}} = 0,00 \text{ m} - k = 2.000,00 \text{ kN/m}^3$	10
4.1.3	CASO 1 – $H_{\text{ricoprimento}} = 0,00 \text{ m} - k = 5.000,00 \text{ kN/m}^3$	11
4.1.4	CASO 1 – $H_{\text{ricoprimento}} = 0,00 \text{ m} - k = 10.000,00 \text{ kN/m}^3$	12
4.1.5	CASO 2 – $H_{\text{ricoprimento}} = 10,00 \text{ m} - k = 1.000,00 \text{ kN/m}^3$	13
4.1.6	CASO 2 – $H_{\text{ricoprimento}} = 10,00 \text{ m} - k = 2.000,00 \text{ kN/m}^3$	14
4.2	CASO 2 – $H_{\text{ricoprimento}} = 10,00 \text{ m} - k = 5.000,00 \text{ kN/m}^3$	15
4.3	CASO 2 – $H_{\text{ricoprimento}} = 10,00 \text{ m} - k = 10.000,00 \text{ kN/m}^3$	16
4.3.1	Valutazione della variabilità delle azioni sollecitanti	17
5	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	18
5.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	18
5.2	Definizione della strategia progettuale	19
5.3	Parametri di calcolo	21
5.3.1	Parametri numerici sismici	21
5.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	21
5.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	21
5.3.4	Fattori di struttura	22
5.3.5	Definizione dello spettro di progetto	22
5.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	25
6	I TOMBINI SCATOLARE 250x150cm	26
7	I TOMBINI CIRCOLARI Ø1000	28
8	ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI SCATOLARI 250x150CM - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=30CM	29
8.1	Analisi dei carichi	29
8.1.1	Carichi permanenti strutturali	29
8.1.2	Carichi permanenti non strutturali	29
8.1.3	Carichi accidentali	30
8.1.4	Azione sismica	35
8.2	Modello di calcolo	36
8.2.1	Descrizione del modello di calcolo	36
8.3	Applicazione dei carichi elementari	37
8.3.1	Carichi permanenti dovuti al peso della pavimentazione stradale (g2)	37
8.3.2	Carichi permanenti dovuti al peso del terreno di ricoprimento (g3)	37
8.3.3	Carichi permanenti dovuti al peso dello scatolare (g4)	38

8.3.4	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.1 (q _{1a})	38
8.3.5	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.2 (q _{2a})	39
8.3.6	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.3 (q _{3a})	39
8.3.7	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.1 (q _{1b})	40
8.3.8	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.2 (q _{2b})	40
8.3.9	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.3 (q _{3b})	41
8.3.10	Carico accidentale da traffico distribuito su zona restante (q _{rb})	41
8.3.11	Azione inerziale verticale dell'opera e dei carichi permanenti di pertinenza (s ₁)	42
8.4	Combinazioni di carico	43
8.4.1	Definizione dei carichi elementari e dei coefficienti di partecipazione	43
8.4.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi-permanenti	44
8.4.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	45
8.4.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	45
8.4.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	46
8.5	Combinazione di carico sismiche	47
8.6	Valutazioni delle azioni sollecitanti	48
8.6.1	Combinazioni SLE – Quasi Permanenti	48
8.6.2	Combinazioni SLE – Frequenti	48
8.6.3	Combinazioni SLE – Caratteristiche	49
8.6.4	Combinazioni SLU	49
8.7	Verifiche strutturali baulatura	50
8.7.1	Sezione ed armatura di verifica	50
8.7.2	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	50
8.7.3	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	51
8.7.4	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Caratteristica	52
8.7.5	Verifica allo Stato Limite di Fessurazione	53
8.7.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	54
9	ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI SCATOLARI 250x150CM - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=1000CM	55
9.1	Analisi dei carichi	55
9.1.1	Carichi permanenti strutturali	55
9.1.2	Carichi permanenti non strutturali	55
9.1.3	Carichi accidentali	56
9.1.4	Azione sismica	61
9.2	Modello di calcolo	62
9.2.1	Descrizione del modello di calcolo	62
9.3	Applicazione dei carichi elementari	63
9.3.1	Carichi permanenti dovuti al peso della pavimentazione stradale (g ₂)	63
9.3.2	Carichi permanenti dovuti al peso del terreno di ricoprimento (g ₃)	63
9.3.3	Carichi permanenti dovuti al peso dello scatolare (g ₄)	64
9.3.4	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.1 (q _{1a})	64
9.3.5	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.2 (q _{2a})	65
9.3.6	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.3 (q _{3a})	65
9.3.7	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.1 (q _{1b})	66
9.3.8	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.2 (q _{2b})	66

9.3.9	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.3 (q _{3b}).....	67
9.3.10	Carico accidentale da traffico distribuito su zona restante (q _{rb})	67
9.3.11	Azione inerziale verticale dell'opera e dei carichi permanenti di pertinenza (s1)	68
9.4	Combinazioni di carico.....	69
9.4.1	Definizione dei carichi elementari e dei coefficienti di partecipazione.....	69
9.4.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi-permanenti.....	70
9.4.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	71
9.4.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	71
9.4.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	72
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	73
9.6	Valutazioni delle azioni sollecitanti.....	74
9.6.1	Combinazioni SLE – Quasi Permanenti	74
9.6.2	Combinazioni SLE – Frequenti	74
9.7	Combinazioni SLE – Caratteristiche.....	75
9.7.1	Combinazioni SLU.....	75
9.8	Verifiche strutturali baulatura	76
9.8.1	Sezione ed armatura di verifica.....	76
9.8.2	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	76
9.8.3	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente... ..	77
9.8.4	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Caratteristica	78
9.8.5	Verifica allo Stato Limite di Fessurazione.....	79
9.8.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	80
10	ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI CIRCOLARI Ø1000 - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=30CM	81
10.1	Analisi dei carichi.....	81
10.1.1	Sintesi delle dimensioni dello scatolare di calcolo	81
10.1.2	Carichi permanenti strutturali	81
10.1.3	Carichi permanenti non strutturali	81
10.1.4	Carichi accidentali.....	82
10.2	Azione sismica	86
10.2.1	Azione inerziale delle masse (s1)	86
10.3	Modello di calcolo.....	87
10.3.1	Descrizione del modello di calcolo	87
10.4	Identificazione degli elementi e dei nodi del modello di calcolo.....	88
10.5	Applicazione dei carichi elementari	88
10.5.1	Carichi permanenti dovuti al peso della pavimentazione stradale (g2).....	88
10.5.2	Carichi permanenti dovuti al peso del terreno di ricoprimento (g3).....	89
10.5.3	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.1 (q _{1a}).....	89
10.5.4	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.2 (q _{2a})	90
10.5.5	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.3 (q _{3a}).....	90
10.5.6	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.1 (q _{1b}).....	91
10.5.7	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.2 (q _{2b}).....	91
10.5.8	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.3 (q _{3b}).....	92
10.5.9	Carico accidentale da traffico distribuito su zona restante (q _{rb})	92
10.5.10	Azione inerziale verticale dell'opera e dei carichi permanenti di pertinenza (s1)... ..	93

10.6	Combinazioni di carico	94
10.6.1	Definizione dei carichi elementari e dei coefficienti di partecipazione.....	94
10.6.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi-permanenti.....	95
10.6.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	96
10.6.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	96
10.6.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	97
10.7	Combinazione di carico sismiche	98
10.8	Valutazioni delle azioni sollecitanti	99
10.8.1	Combinazioni SLE – Quasi Permanenti.....	99
10.8.2	Combinazioni SLE – Frequenti	99
10.9	Combinazioni SLE – Caratteristiche	100
10.9.1	Combinazioni SLU.....	100
10.10	Verifiche strutturali baulatura.....	101
10.10.1	Sezione ed armatura di verifica	101
10.10.2	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	102
10.10.3	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	103
10.10.4	Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Caratteristica.....	104
10.10.5	Verifica allo Stato Limite di Fessurazione	105
10.10.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	106
11	ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI CIRCOLARI Ø1000 - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=400CM	107
11.1	Analisi dei carichi.....	107
11.1.1	Sintesi delle dimensioni dello scatolare di calcolo	107
11.1.2	Carichi permanenti strutturali	107
11.1.3	Carichi permanenti non strutturali	107
11.1.4	Carichi accidentali.....	108
11.1.5	Azione sismica.....	113
11.2	Modello di calcolo.....	114
11.2.1	Descrizione del modello di calcolo	114
11.3	Identificazione degli elementi e dei nodi del modello di calcolo.....	115
11.4	Applicazione dei carichi elementari	115
11.4.1	Carichi permanenti dovuti al peso della pavimentazione stradale (g2).....	115
11.4.2	Carichi permanenti dovuti al peso del terreno di ricoprimento (g3).....	116
11.4.3	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.1 (q _{1a})	116
11.4.4	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.2 (q _{2a})	117
11.4.5	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso su corsia n.3 (q _{3a})	117
11.4.6	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.1 (q _{1b}).....	118
11.4.7	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.2 (q _{2b}).....	118
11.4.8	Carico accidentale da traffico distribuito su corsia n.3 (q _{3b}).....	119
11.4.9	Carico accidentale da traffico distribuito su zona restante (q _{rb})	119
11.4.10	Azione inerziale verticale dell'opera e dei carichi permanenti di pertinenza (s1).	120
11.5	Combinazioni di carico	121
11.5.1	Definizione dei carichi elementari e dei coefficienti di partecipazione.....	121
11.5.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi-	

permanenti	122
11.5.3 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	123
11.5.4 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	123
11.5.5 Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	124
11.6 Combinazione di carico sismiche	125
11.7 Valutazioni delle azioni sollecitanti	126
11.7.1 Combinazioni SLE – Quasi Permanenti	126
11.7.2 Combinazioni SLE – Frequenti	126
11.8 Combinazioni SLE – Caratteristiche	127
11.8.1 Combinazioni SLU	127
11.9 Verifiche strutturali baulatura	128
11.9.1 Sezione ed armatura di verifica.....	128
11.9.2 Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	129
11.9.3 Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente.	130
11.9.4 Verifica allo Stato Limite di Limitazione delle tensioni – Combinazione Caratteristica	131
11.9.5 Verifica allo Stato Limite di Fessurazione.....	132
11.9.6 Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	133
12 ATTRAVERSAMENTI FAUNISTICI.....	134

1 PREMESSA

La presente relazione riporta la descrizione generale e i criteri progettuali adottati per le opere di attraversamento idraulico rappresentati da tombini scatolari e circolari nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Linee guida sul calcestruzzo strutturale**

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

3.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI PREFABBRICATE

Per le opere interrato e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C35/45** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 14.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	45,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	37,35	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	45,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	21,17	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,35	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,56	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	38.236,76	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	33.877,87	[N/mm ²]

3.1.3 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI GETTATE IN OPERA

Per le opere interrato e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA			C28/35		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$[0,83 \cdot R_{ck}]$	11.2.10.1	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$[f_{ck} + 8]$	11.2.10.1	f_{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	$[\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	11.2.10.2	f_{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$[f_{ctk} / 1,5]$	4.1.2.1.1.2	f_{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	$[E_c = E_{cm}]$	C4.1.2.2.5	E_c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	$[22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}]$	11.2.10.3	E_{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - $\gamma_c = 1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **UNITÀ G3/G3*** Ghiaia con sabbia/ sabbia con ghiaia da mediamente (G3) a molto addensate (G3*), spesso intercalate dal livello L5. Questa Unità si estende da p.c. fino a profondità massime di 22.0 m.
- **UNITÀ L5** Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso/ limo con sabbia, da poco a ben addensato si rileva solitamente all'interno dell'unità G3/G3* con spessori variabili tra 1.5 e 2.0 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5.0 m.
- **UNITÀ S2** Sabbia prevalentemente fine limosa talvolta ghiaiosa. Si rileva solitamente al di sotto dell'unità G3/G3* e si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo un vero e proprio strato di base.
- **UNITÀ S1** Sabbia prevalentemente fine con passaggi a granulometria gradata media, mediamente addensata. Si rileva solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3* e/o unità S2 e come quest'ultima si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo lo strato di base.

La falda di progetto è stata considerata a quota **-1,00 m** dal piano di campagna a favore di sicurezza.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza nel dimensionamento e nelle verifiche strutturali e geotecniche dei tombini scatolari e circolari è stato assunto un valore dell'angolo di attrito interno del terreno pari a $\phi = 35,00^\circ$.

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **L5**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 26,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Nei modelli di calcolo il terreno è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidità (a favore di sicurezza):

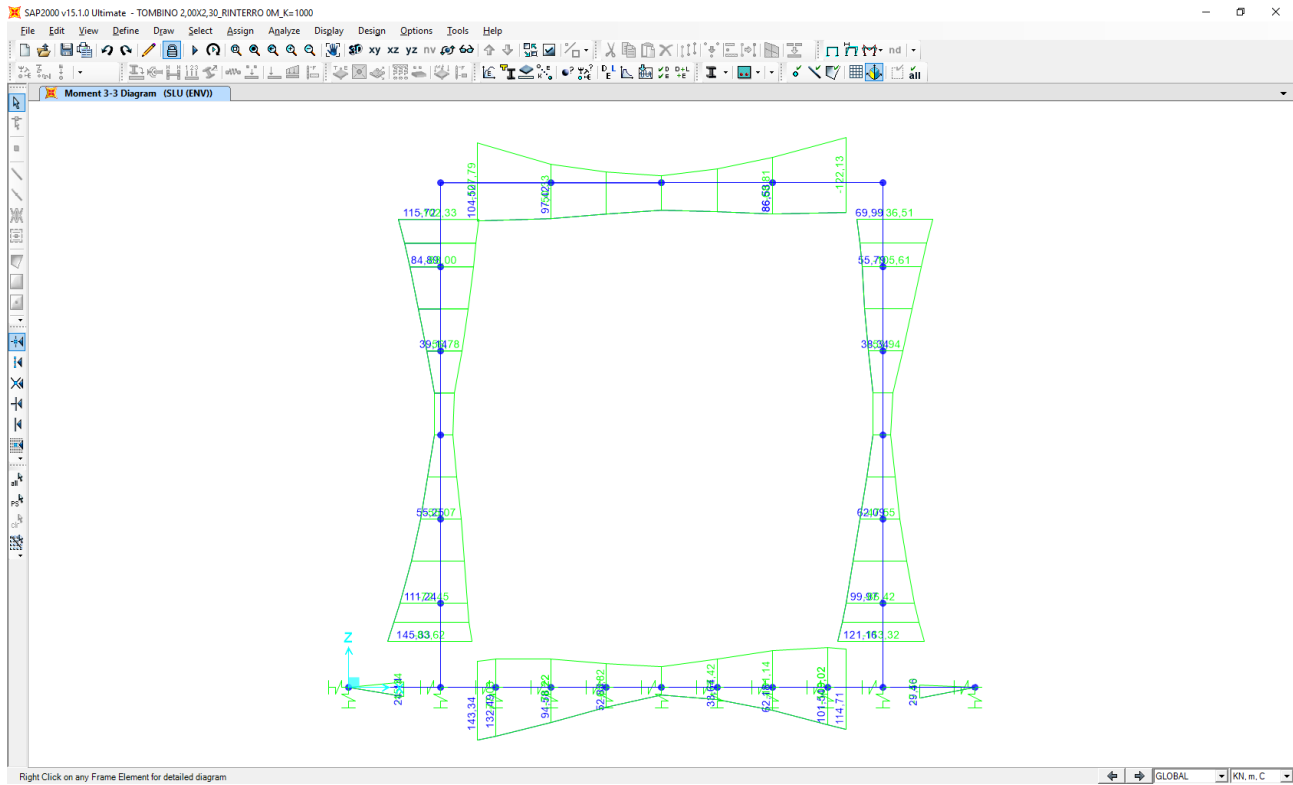
- Direzione verticale $\rightarrow k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale $\rightarrow k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

4.1 ANALISI DI SENSIBILITÀ AL VARIARE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

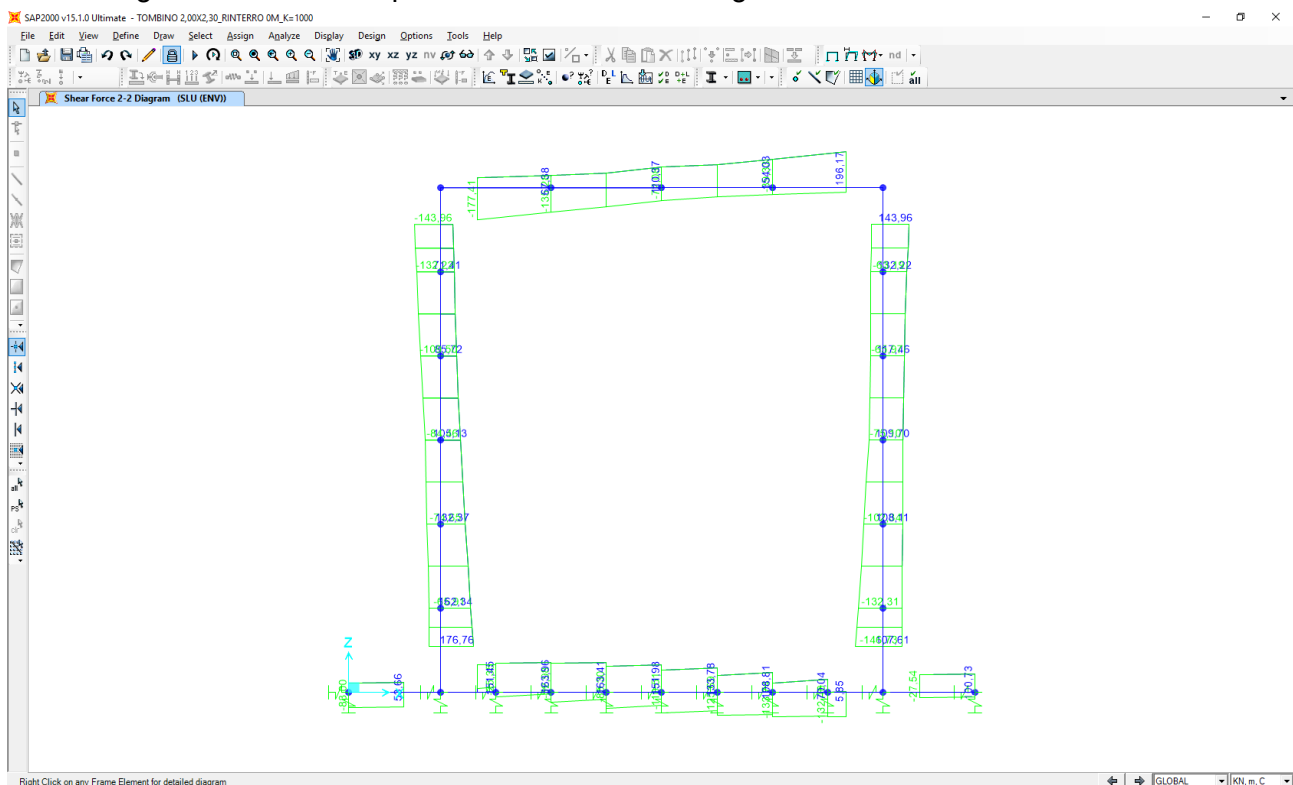
Si riportano di seguito gli studi eseguiti dagli scriventi inerenti l'analisi di sensibilità per strutture scatolari di normali dimensioni, quali quelle in progetto, dei diagrammi del momento flettente e del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR al variare della costante K di sottofondo impiegata.

4.1.1 CASO 1 – $H_{RICOPRIMENTO} = 0,00 \text{ M} - K = 1.000,00 \text{ kN/M}^3$

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente sollecitante:

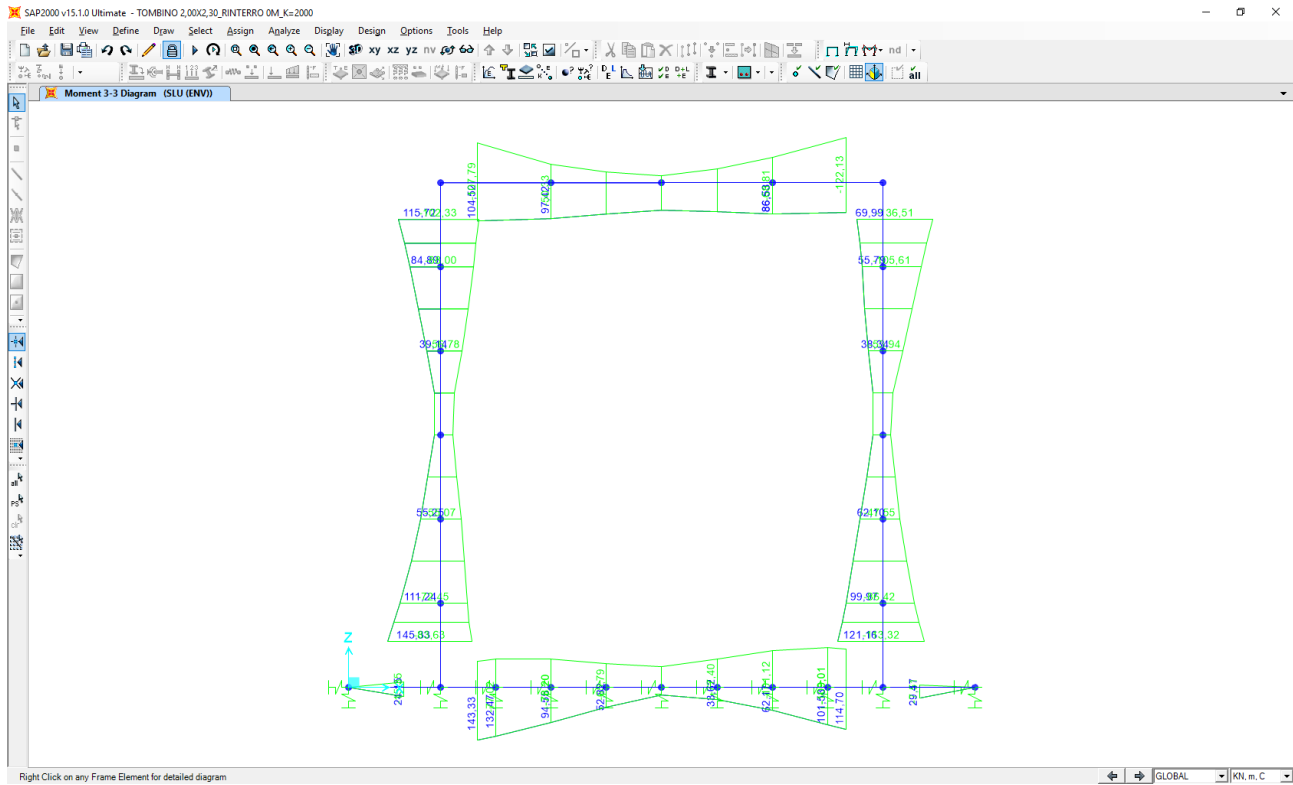


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio sollecitante:

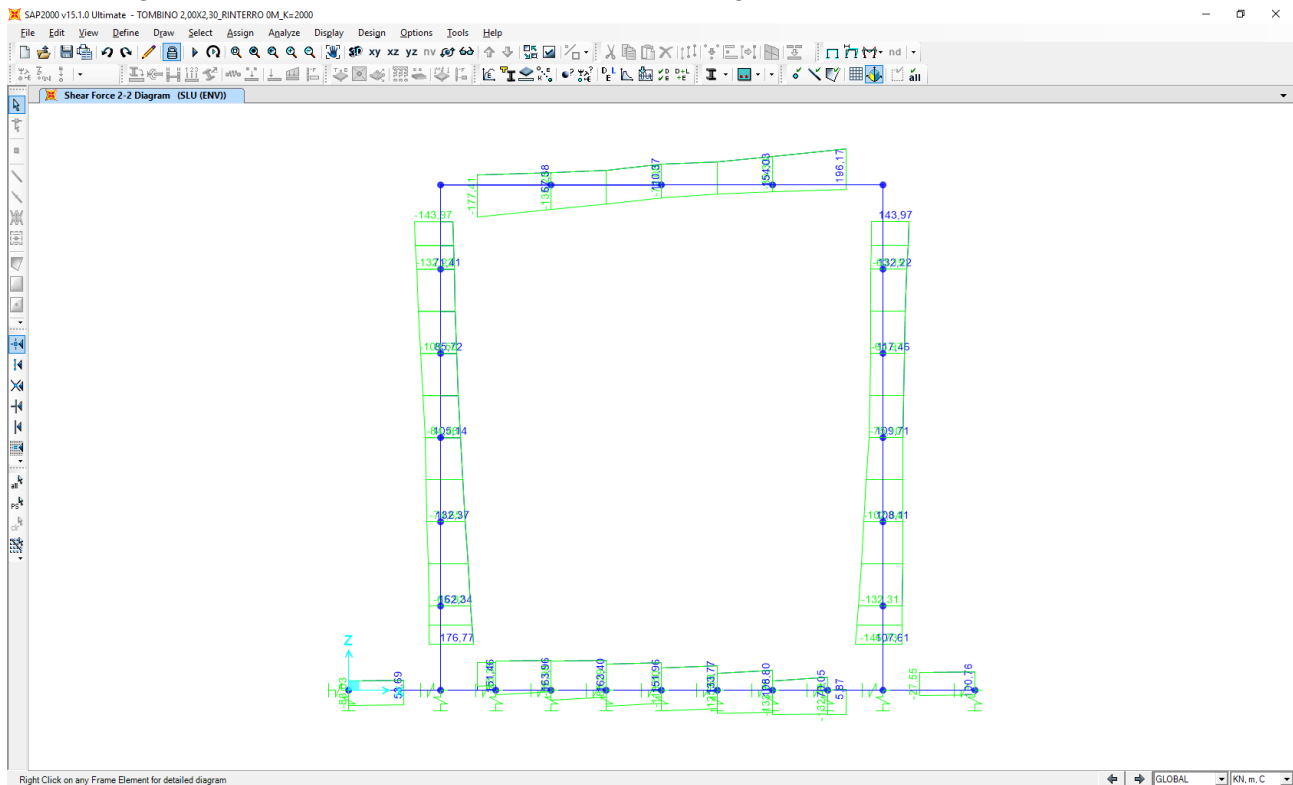


4.1.2 CASO 1 - $H_{RICOPRIMENTO} = 0,00 \text{ M} - K = 2.000,00 \text{ kN/M}^3$

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente sollecitante:

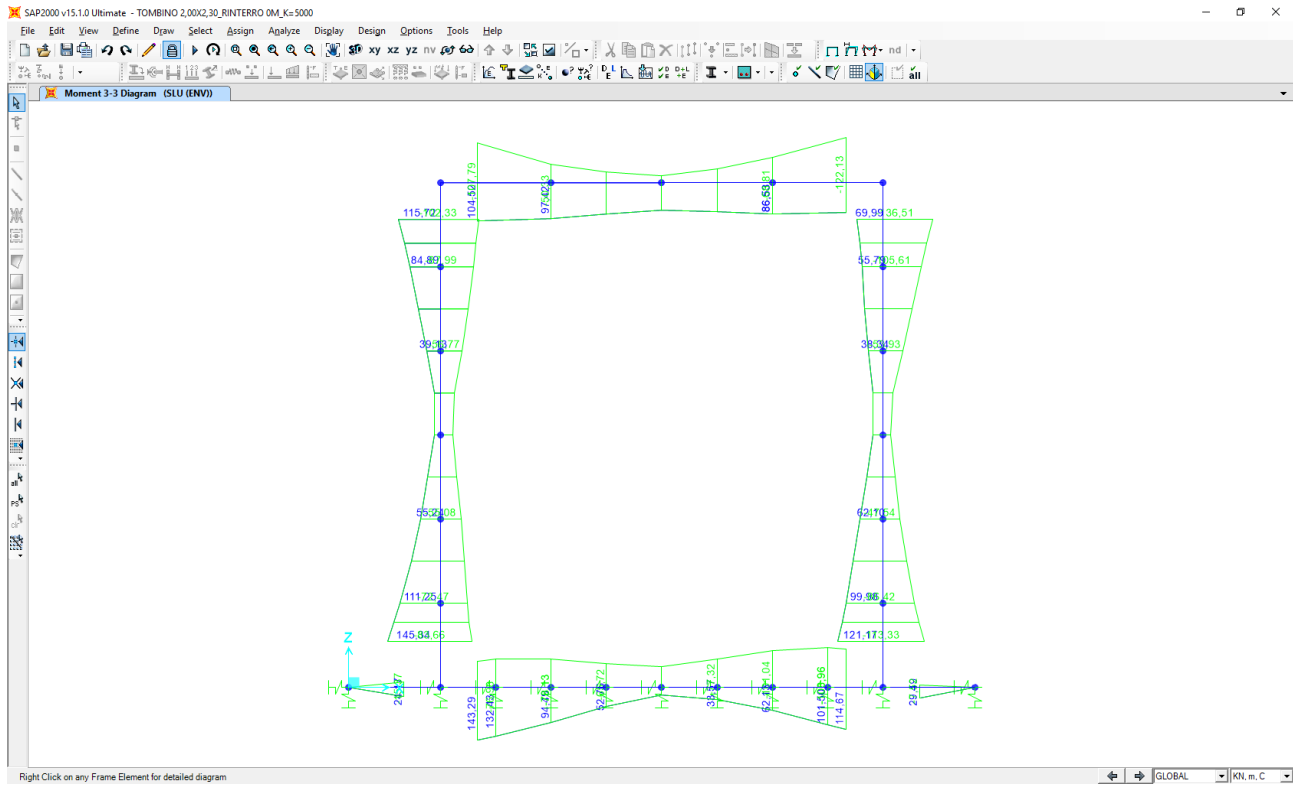


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio sollecitante:

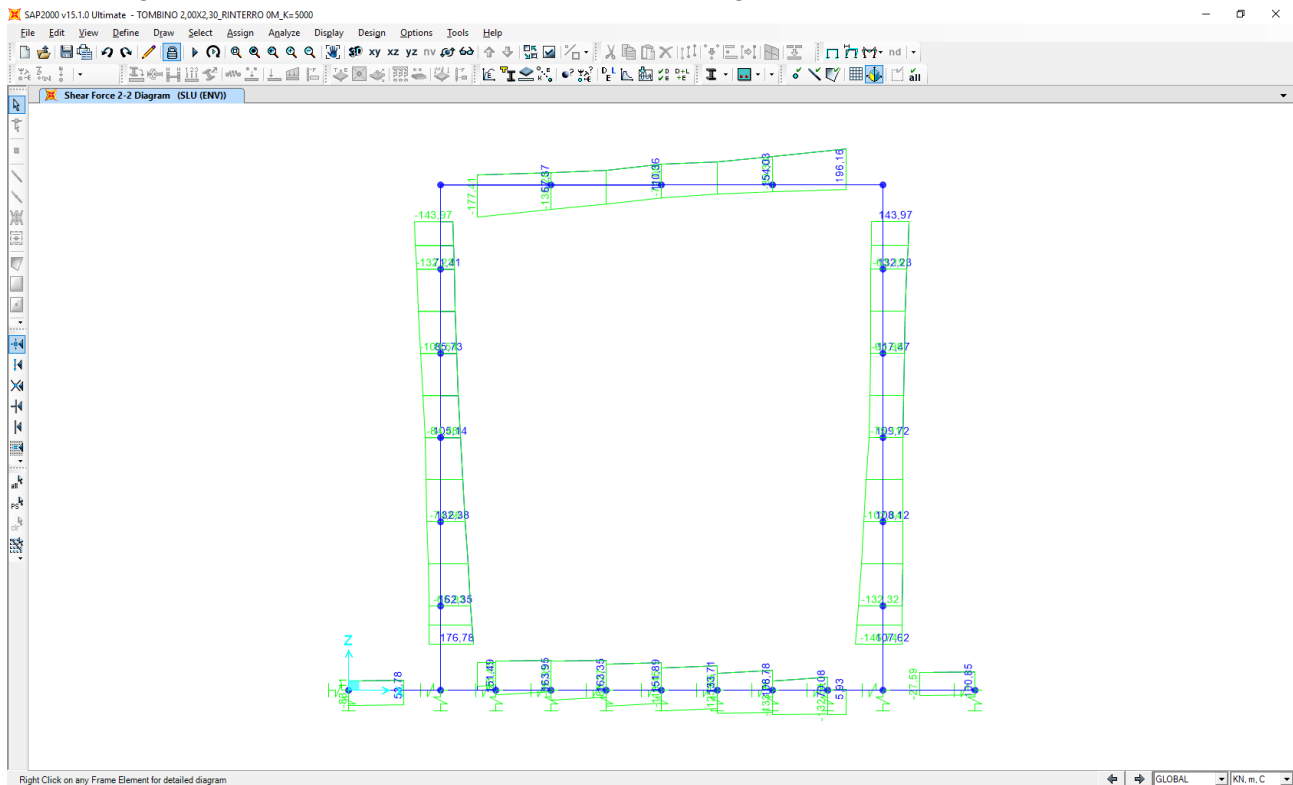


4.1.3 CASO 1 – $H_{RICOPRIMENTO} = 0,00 \text{ M} - K = 5.000,00 \text{ kN/M}^3$

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente sollecitante:

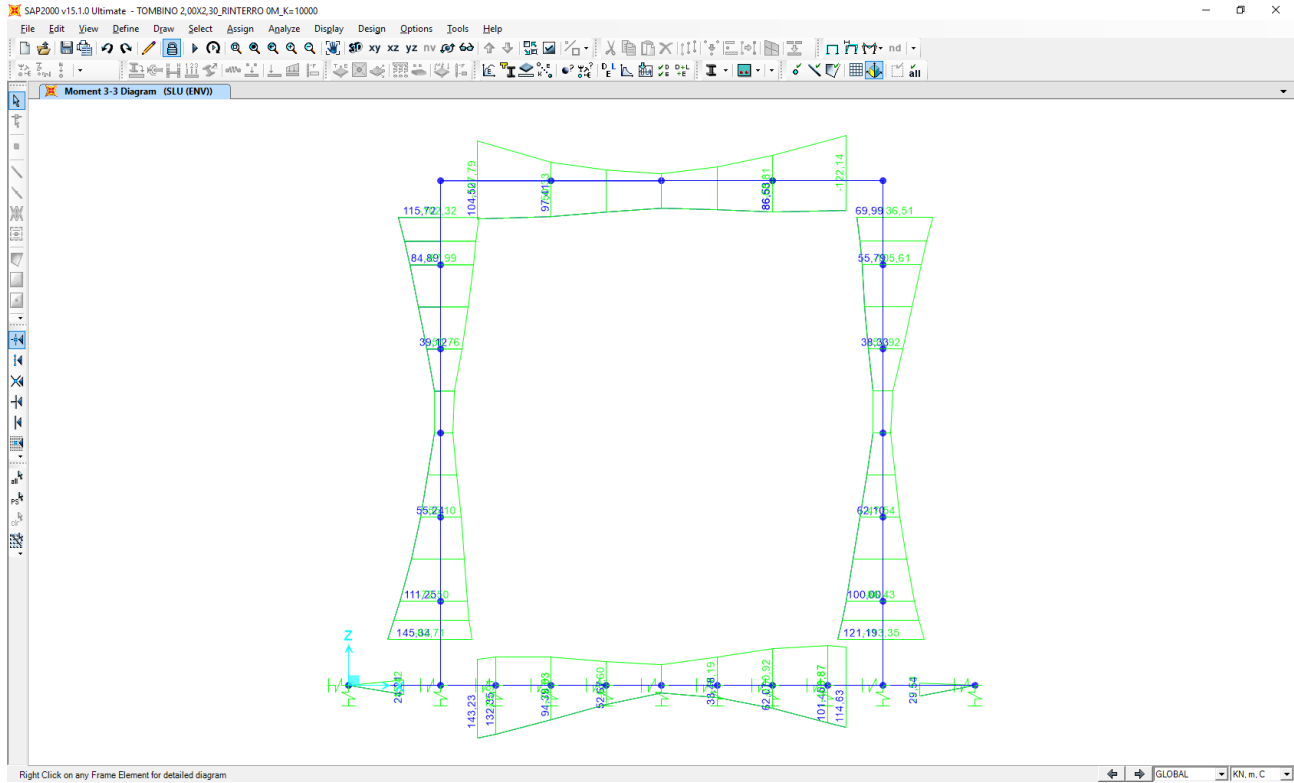


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio sollecitante:

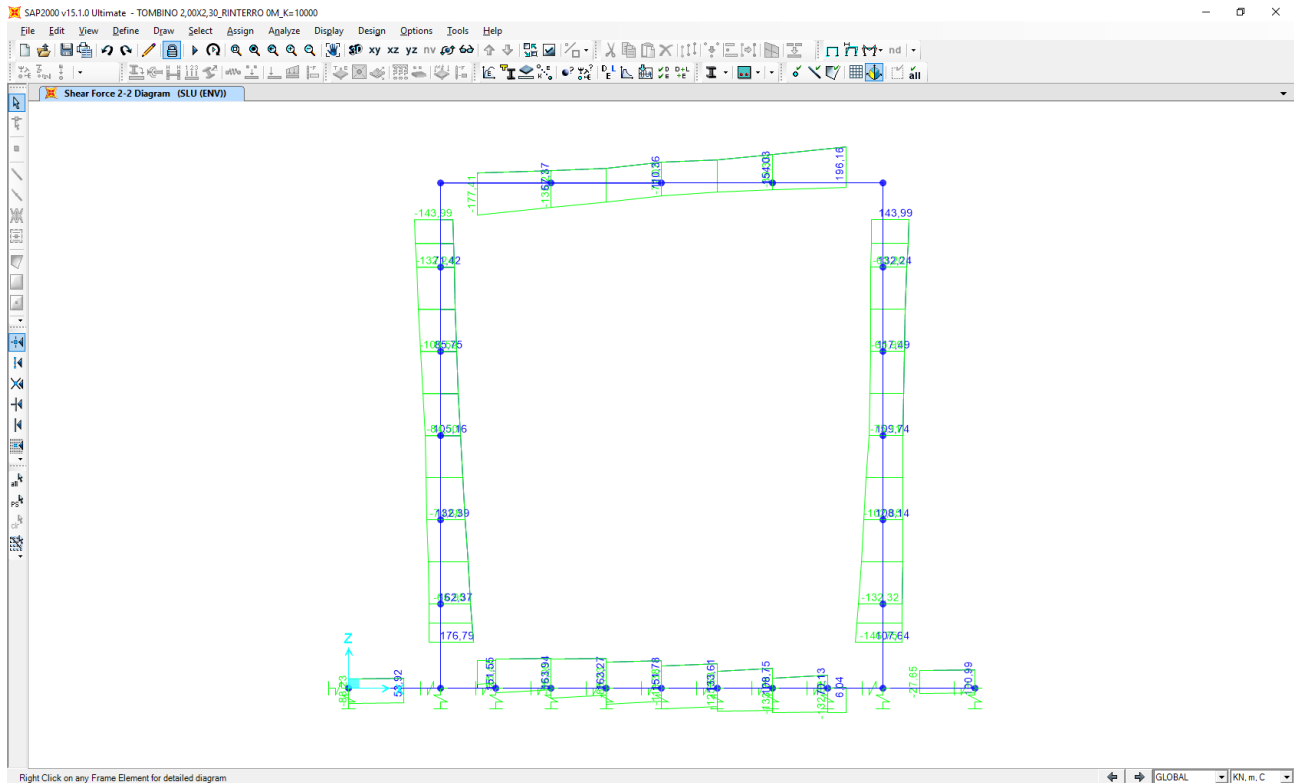


4.1.4 CASO 1 – $H_{RICOPRIMENTO} = 0,00 \text{ M} - K = 10.000,00 \text{ kN/M}^3$

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente sollecitante:

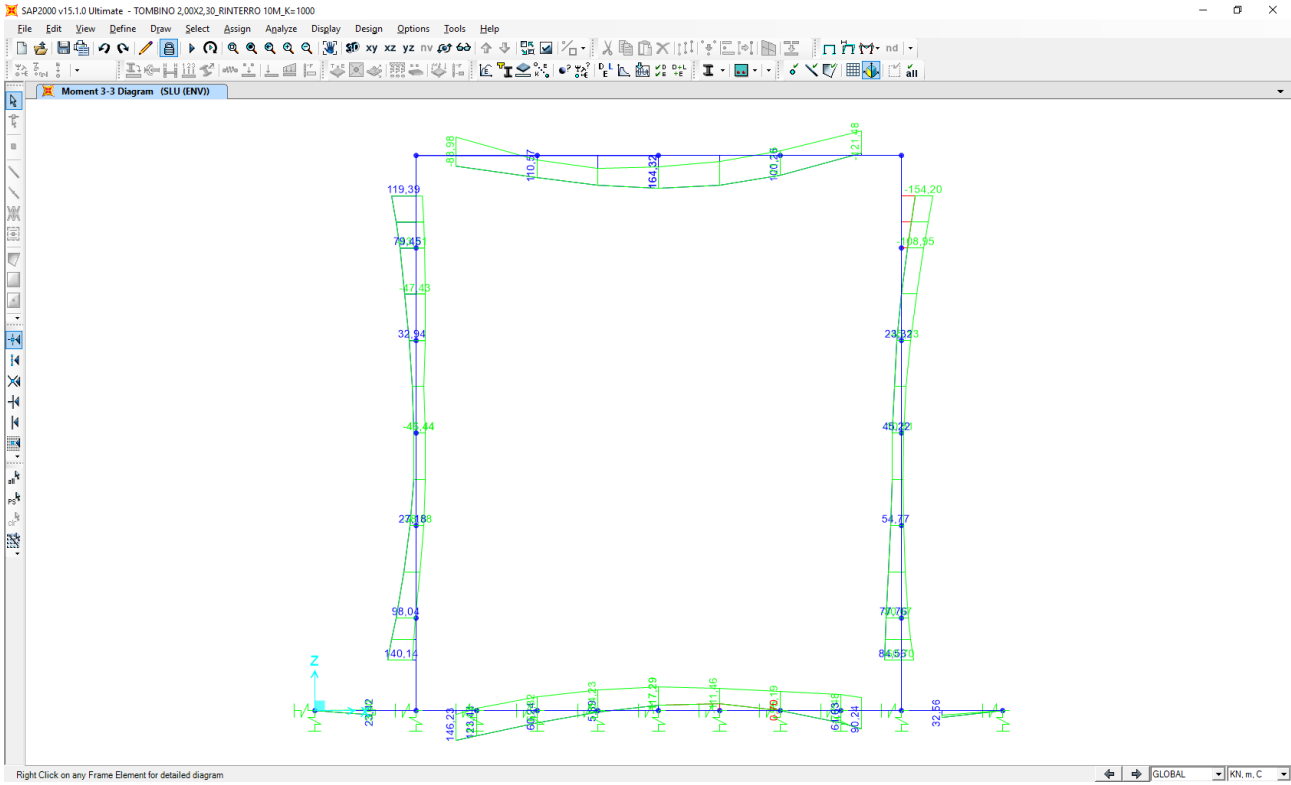


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio sollecitante:

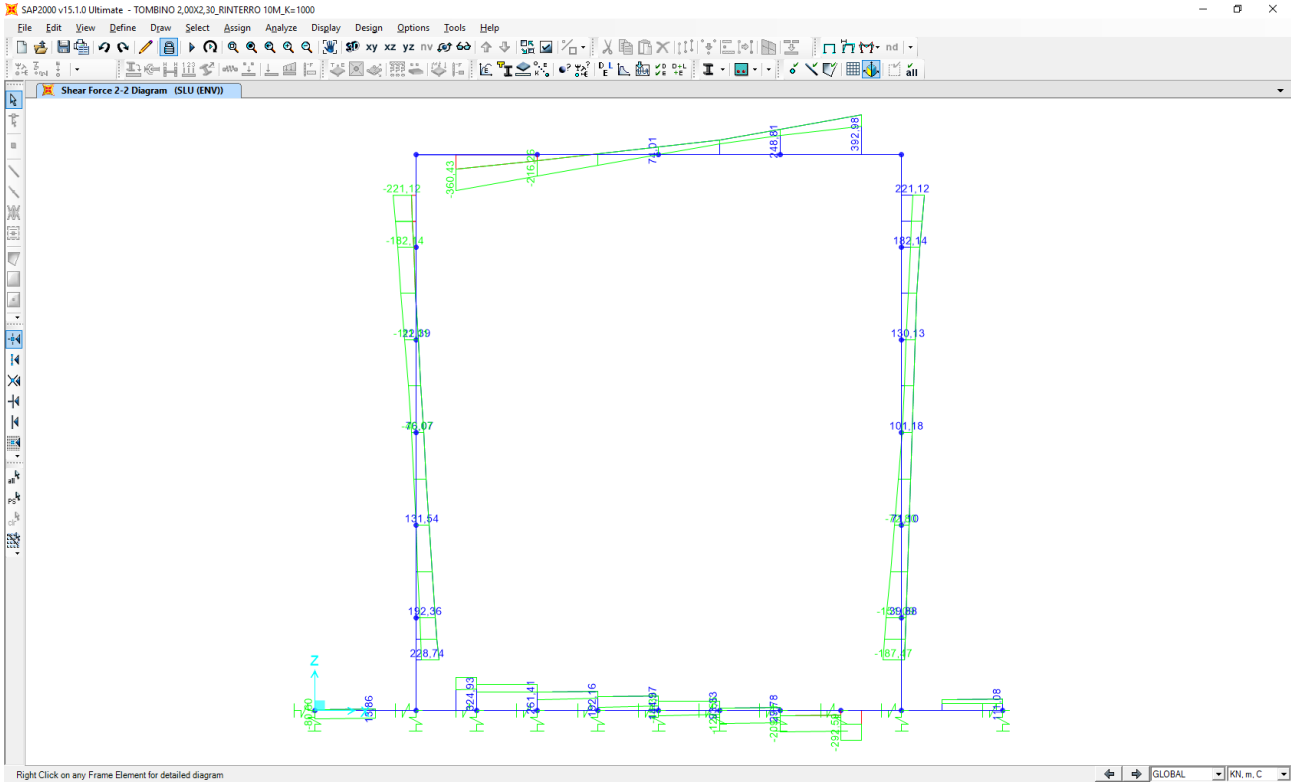


4.1.5 CASO 2 – $H_{RICOPRIMENTO} = 10,00 \text{ M} - K = 1.000,00 \text{ kN/M}^3$

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente sollecitante:

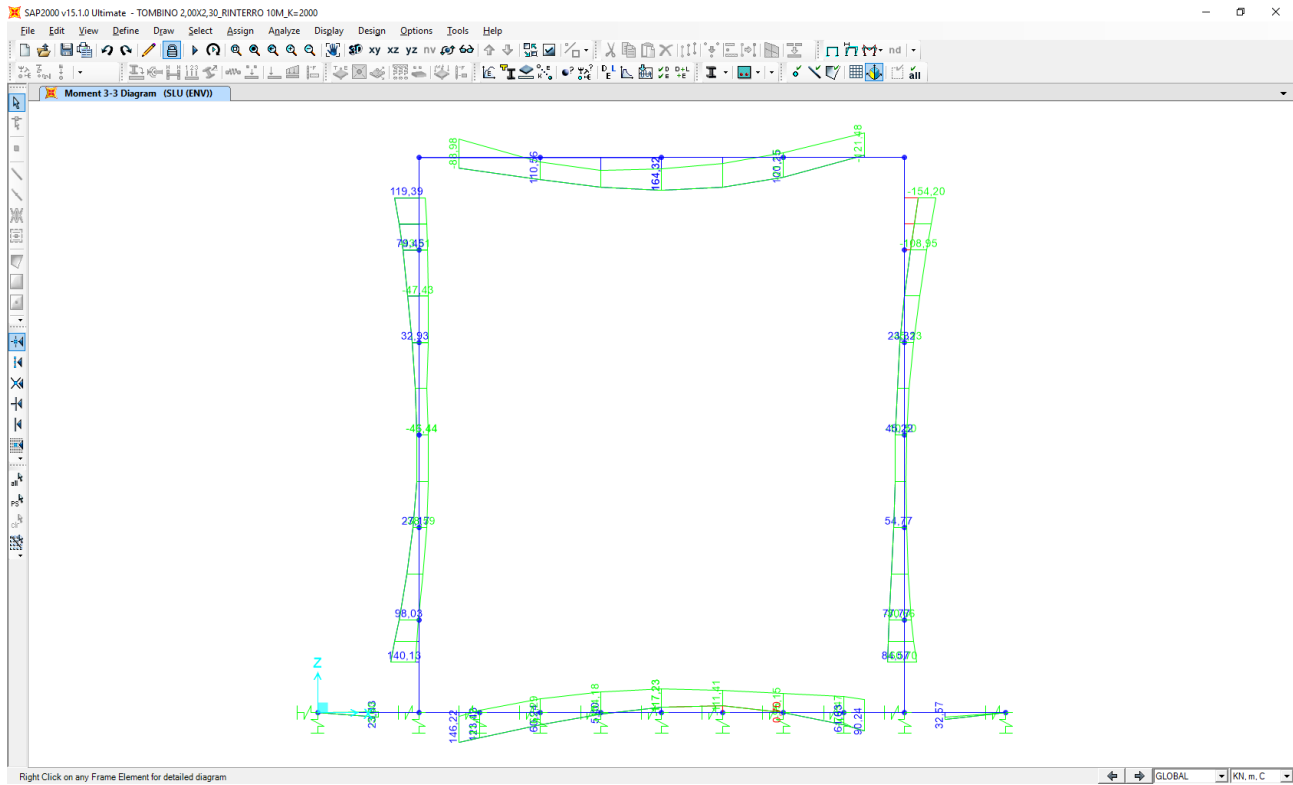


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio sollecitante:

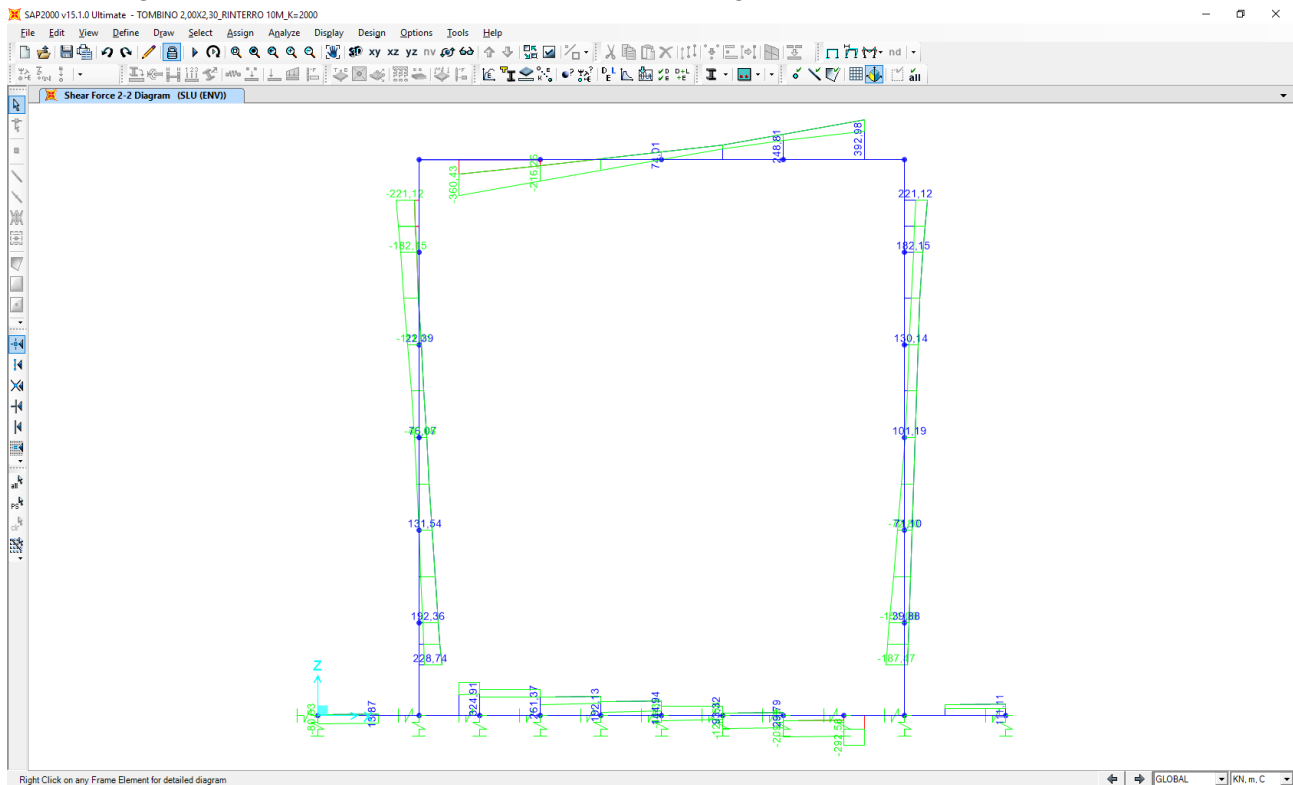


4.1.6 CASO 2 - $H_{RICOPRIMENTO} = 10,00 \text{ M} - K = 2.000,00 \text{ kN/M}^3$

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente sollecitante:

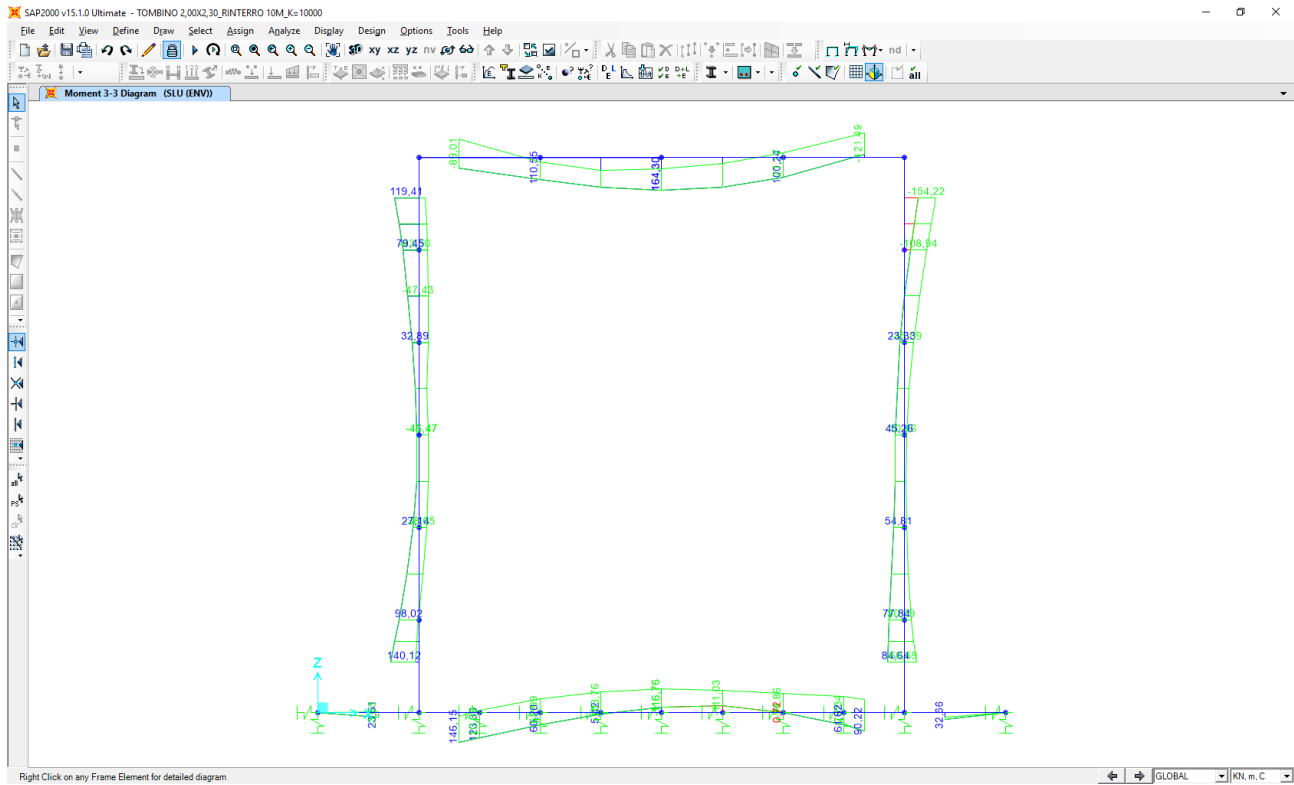


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio sollecitante:

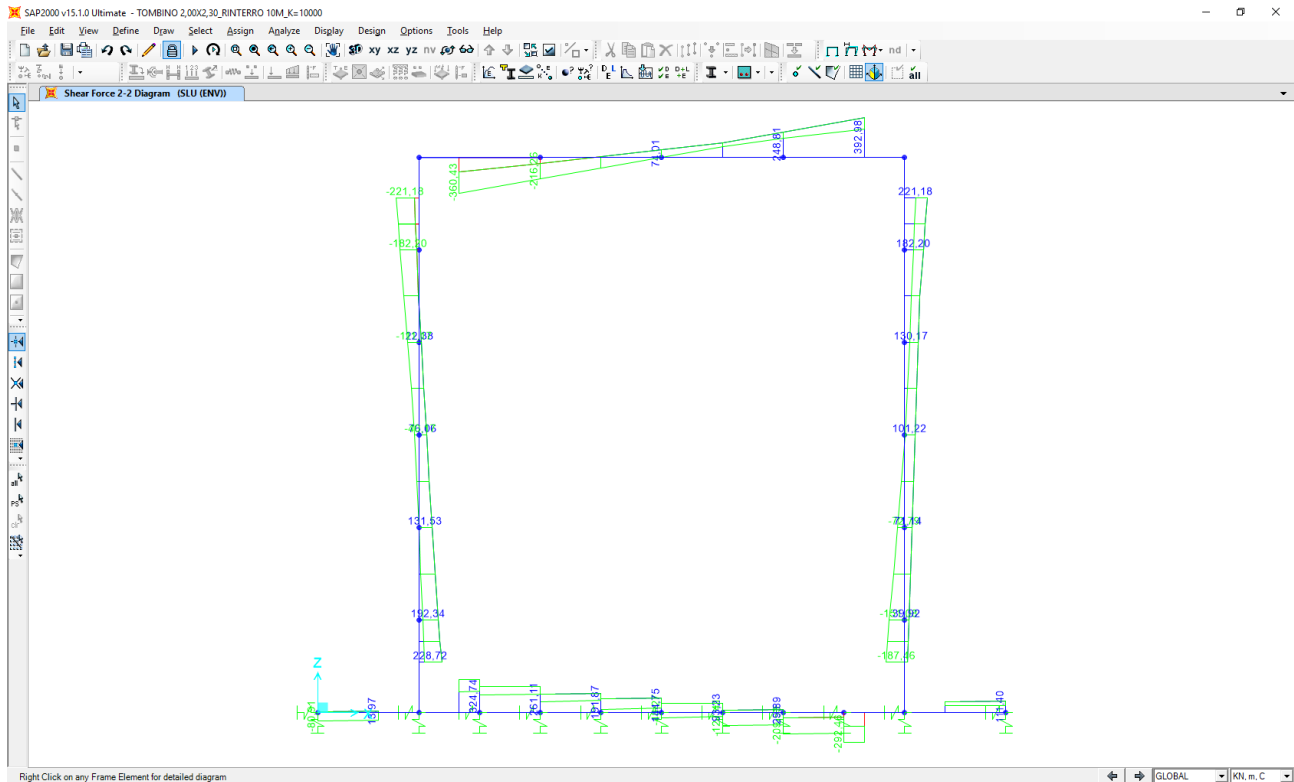


4.3 CASO 2 – $H_{RICOPRIMENTO} = 10,00 \text{ M} - K = 10.000,00 \text{ kN/M}^3$

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente sollecitante:

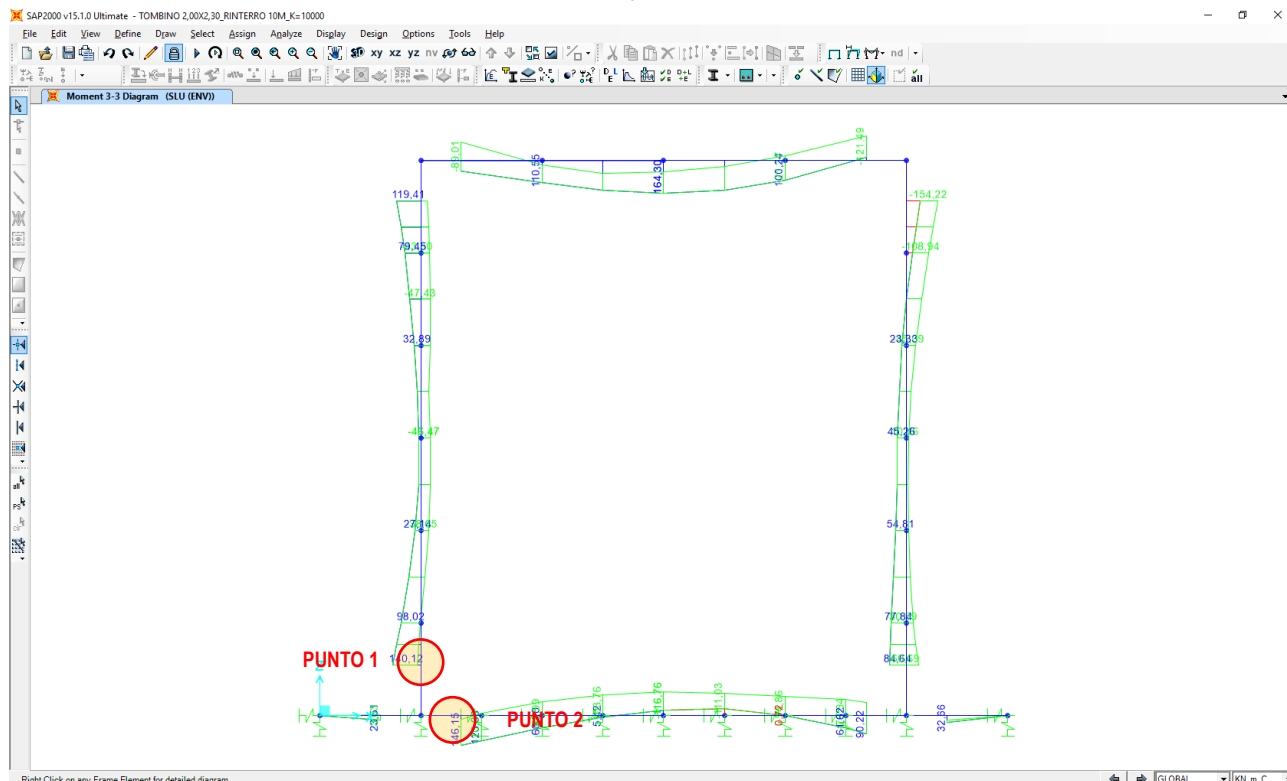


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio sollecitante:



4.3.1 VALUTAZIONE DELLA VARIABILITÀ DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Al fine di valutare la variabilità delle azioni sollecitanti in relazione al valore della costante di sottofondo del terreno sono stati considerati due punti di controllo (in corrispondenza dei quali sono stati desunti i valori delle azioni sollecitanti):



Di seguito è riportata per i diversi casi e punti di controllo la variabilità delle azioni sollecitanti:

H _{ricoprimento} = 0,00 m - PUNTO 1			H _{ricoprimento} = 0,00 m - PUNTO 2		
k [kN/m ³]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kNm]	k [kN/m ³]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kNm]
1.000,00	145,33	176,76	1.000,00	143,34	151,45
2.000,00	145,33	176,77	2.000,00	143,33	151,46
5.000,00	145,34	176,78	5.000,00	143,29	151,49
10.000,00	145,34	176,69	10.000,00	143,23	151,55
VALORE MASSIMO	145,34	176,78	VALORE MASSIMO	143,34	151,55
VALORE MINIMO	145,33	176,69	VALORE MINIMO	143,23	151,45
Δ [%]	0,01%	0,05%	Δ [%]	0,08%	0,07%
H _{ricoprimento} = 10,00 m - PUNTO 1			H _{ricoprimento} = 10,00 m - PUNTO 2		
k [kN/m ³]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kNm]	k [kN/m ³]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kNm]
1.000,00	140,14	228,74	1.000,00	146,23	324,93
2.000,00	140,13	228,74	2.000,00	146,22	324,91
5.000,00	140,13	228,74	5.000,00	146,19	324,85
10.000,00	140,12	228,72	10.000,00	146,15	324,74
VALORE MASSIMO	140,14	228,74	VALORE MASSIMO	146,23	324,93
VALORE MINIMO	140,12	228,72	VALORE MINIMO	146,15	324,74
Δ [%]	0,01%	0,01%	Δ [%]	0,05%	0,06%

La variazione massima dei valori delle azioni sollecitanti al variare della costante di sottofondo è risultata pari allo 0,08%, percentuale assolutamente irrilevante e che costituisce una piena giustificazione al valore della costante di sottofondo del terreno assunta.

5 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

5.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
8,91617

LATITUDINE
45,39799

Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Milano

COMUNE
Abbiategrasso

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

5.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, le opere sono progettate (in funzione dell’importanza strategica dell’infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera: **50 anni**

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D’USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell’opera: **2,0**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- Vita di riferimento dell’opera: **100 anni**

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	949	949
SLC	1950	1950

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

5.3 PARAMETRI DI CALCOLO

5.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

5.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

5.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T1**.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

5.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a $q = 1,00$.

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

5.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_s =$ 1,500 $C_c =$ 1,556 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1,000 $S_T =$ 1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,050 g
F_o	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,472 s
T_D	1,800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

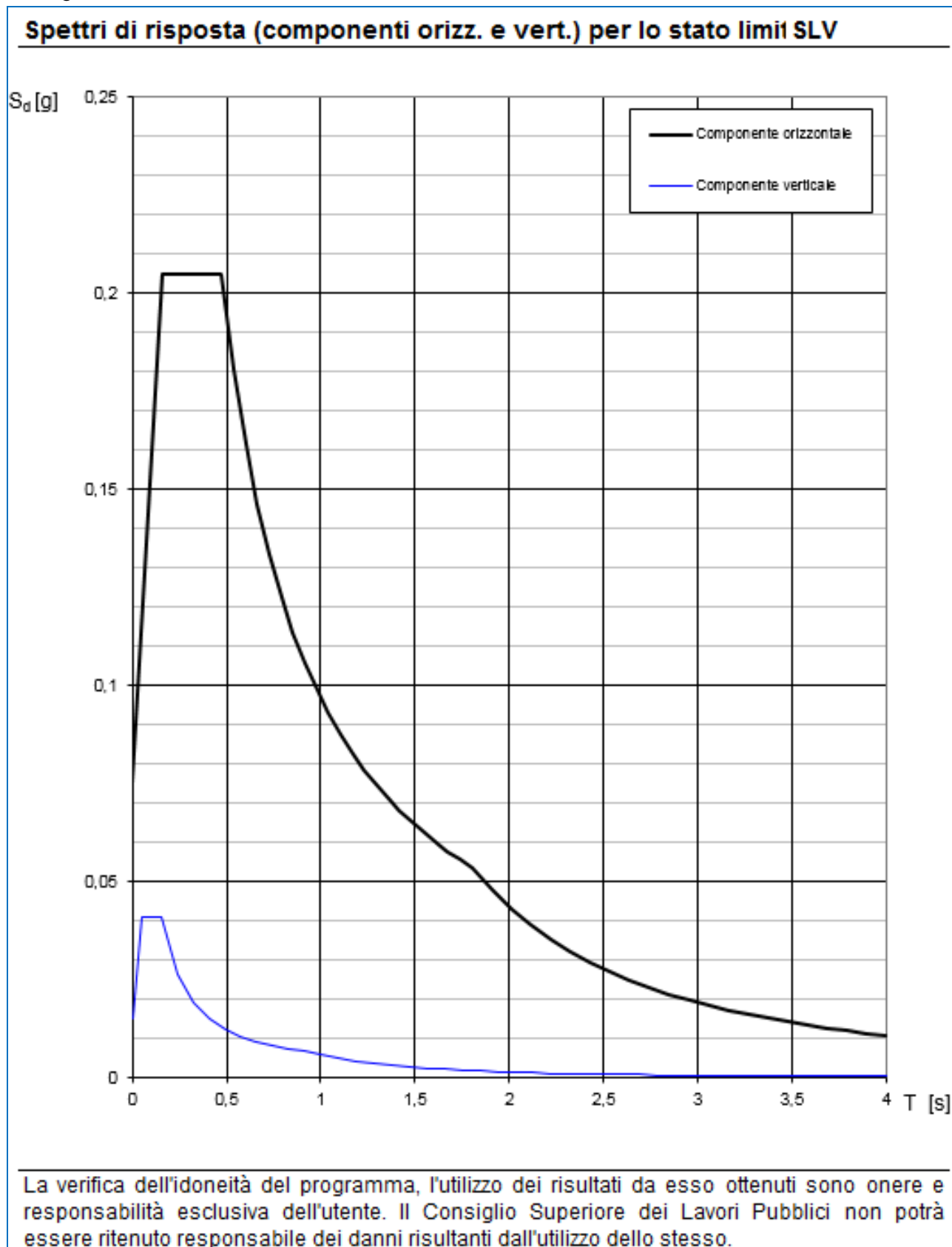
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,075
$T_B \leftarrow$	0,157	0,205
$T_C \leftarrow$	0,472	0,205
	0,536	0,180
	0,599	0,161
	0,662	0,146
	0,725	0,133
	0,788	0,123
	0,852	0,114
	0,915	0,106
	0,978	0,099
	1,041	0,093
	1,105	0,088
	1,168	0,083
	1,231	0,079
	1,294	0,075
	1,357	0,071
	1,421	0,068
	1,484	0,065
	1,547	0,062
	1,610	0,060
	1,673	0,058
	1,737	0,056
$T_D \leftarrow$	1,800	0,054
	1,905	0,048
	2,009	0,043
	2,114	0,039
	2,219	0,035
	2,324	0,032
	2,428	0,030
	2,533	0,027
	2,638	0,025
	2,743	0,023
	2,848	0,021
	2,952	0,020
	3,057	0,019
	3,162	0,017
	3,267	0,016
	3,371	0,015
	3,476	0,014
	3,581	0,014
	3,686	0,013
	3,790	0,012
	3,895	0,011
	4,000	0,011

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



5.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

- a_{\max} → accelerazione orizzontale massima attesa al sito valutata mediante la seguente formulazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,050 = 0,075$$

- g → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente β_m viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – par. 7.11.6.2.1:

Il coefficiente β_m assume un valore pari all'unità per muri impediti di traslare e ruotare.

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

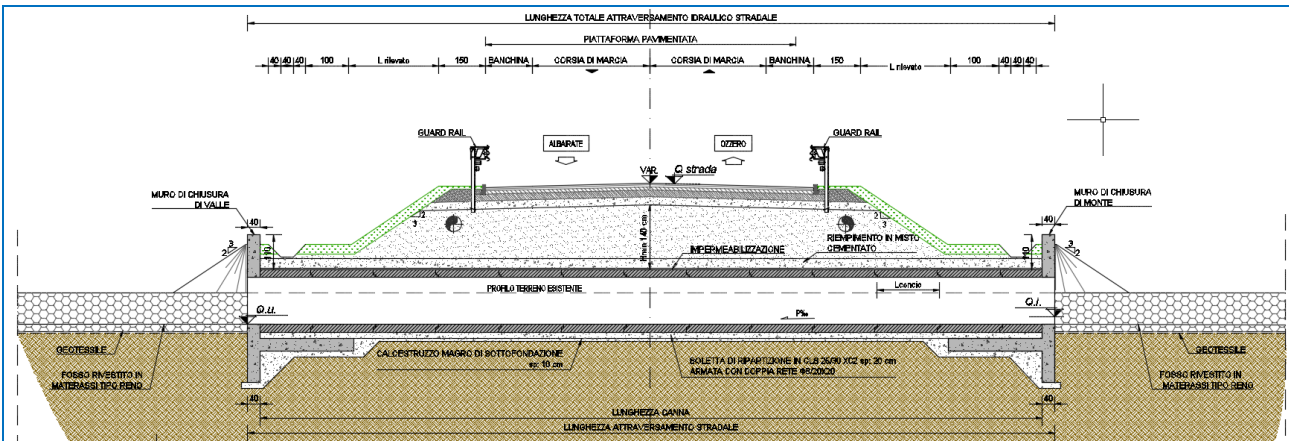
$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

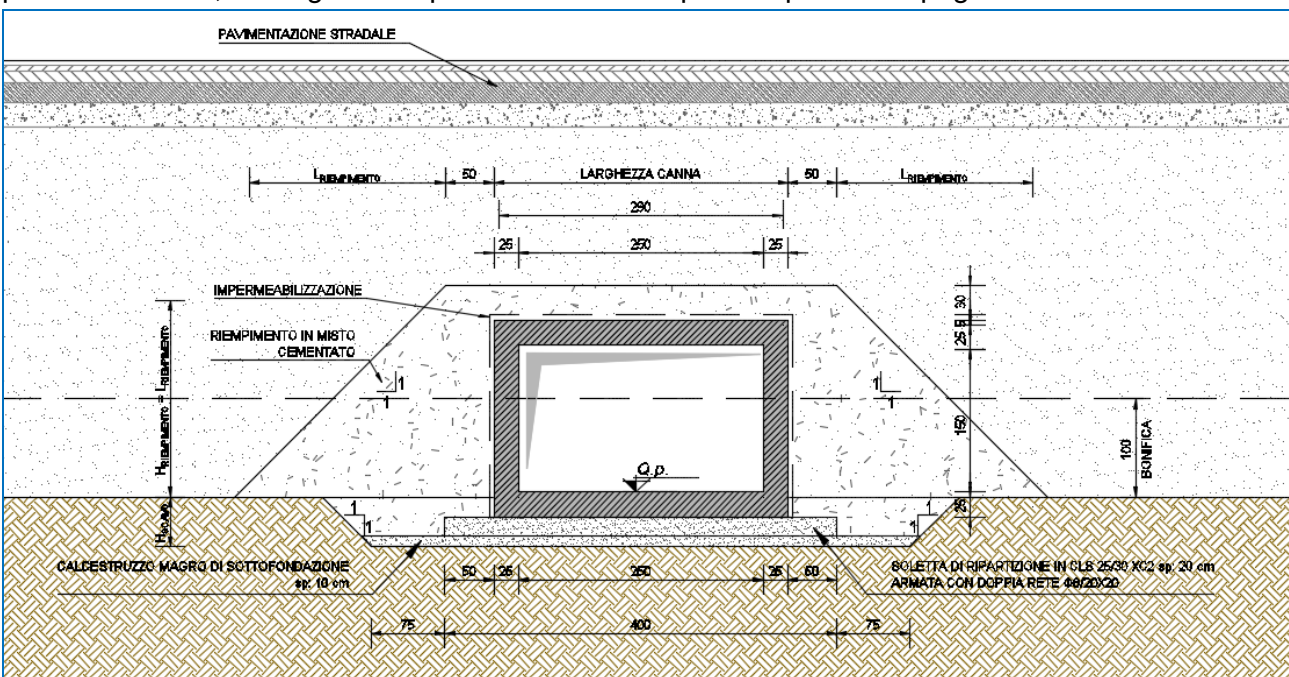
6 I TOMBINI SCATOLARE 250x150cm

Per gli attraversamenti idraulici degli assi stradali di progetto, ovunque i franchi lo consentissero è stata prevista al realizzazione di un tombino scatolare, realizzato con elementi prefabbricati a conci, di dimensioni interne 250x150cm. Lo spessore degli elementi (soletta superiore ed inferiore e piedritti) è pari a 25cm (salvo diversi standard produttivi dei fornitori scelti che eventualmente dovranno essere riverificati in fase di fornitura).

Qui a seguire si riporta una tipica sezione longitudinale dell'opera di attraversamento in assenza di condizioni specifiche



In via generale la sezione scatolare è prevista in parte interrata e in parti fuori terra. Lo scavo (maggiore di 30cm rispetto all'intradosso dell'elemento prefabbricato) è sempre stato misurato dal piano di bonifica, in via generale profondo 100cm rispetto al piano campagna.



Sul fondo dello scavo, di larghezza pari a 550cm, è stato previsto un allettamento di calcestruzzo magro dello spessore di 10cm circa su cui è posizionata una soletta di ripartizione in c.a. di spessore pari a 20cm e di larghezza pari a 400cm, armata con doppia rete elettrosaldata.

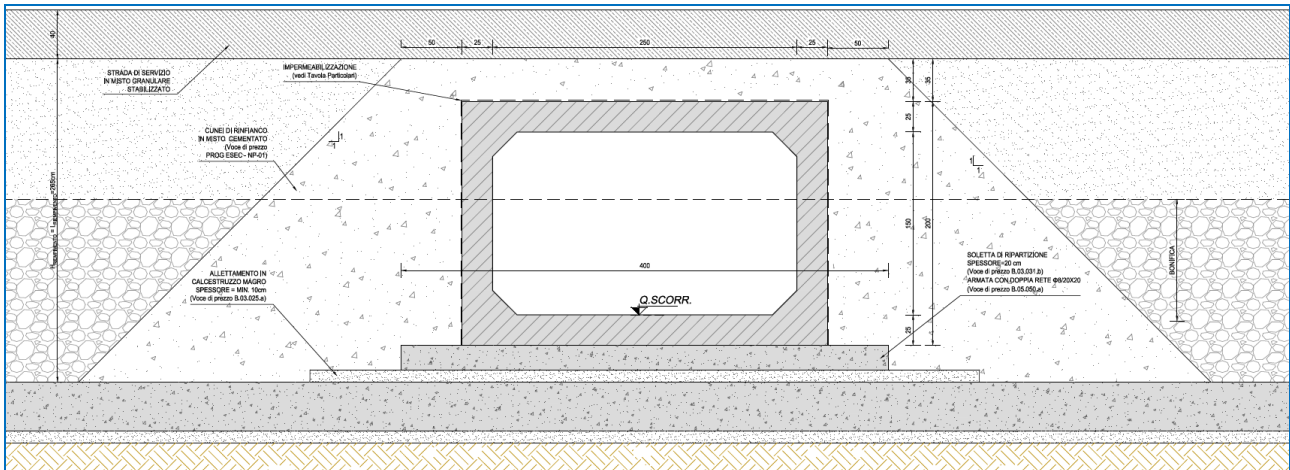
Tale soletta assicura una corretta ripartizione dei carichi verticali sul terreno sottostante minimizzando il rischio di cedimenti differenziali fra i vari conci.

L'opera è poi integralmente rinfiancata ai lati e superiormente per 30cm (oltre il massetto) con misto cementato per garantire l'assenza di cedimenti differenziali del rilevato in approccio all'opera

oltre che per una migliore realizzabilità in fase di cantiere (vitando operazioni di costipazione in prossimità del manufatto stesso) Nelle sezioni di scavo normale il riempimento dello scavo è anch'esso previsto in misto cementato.

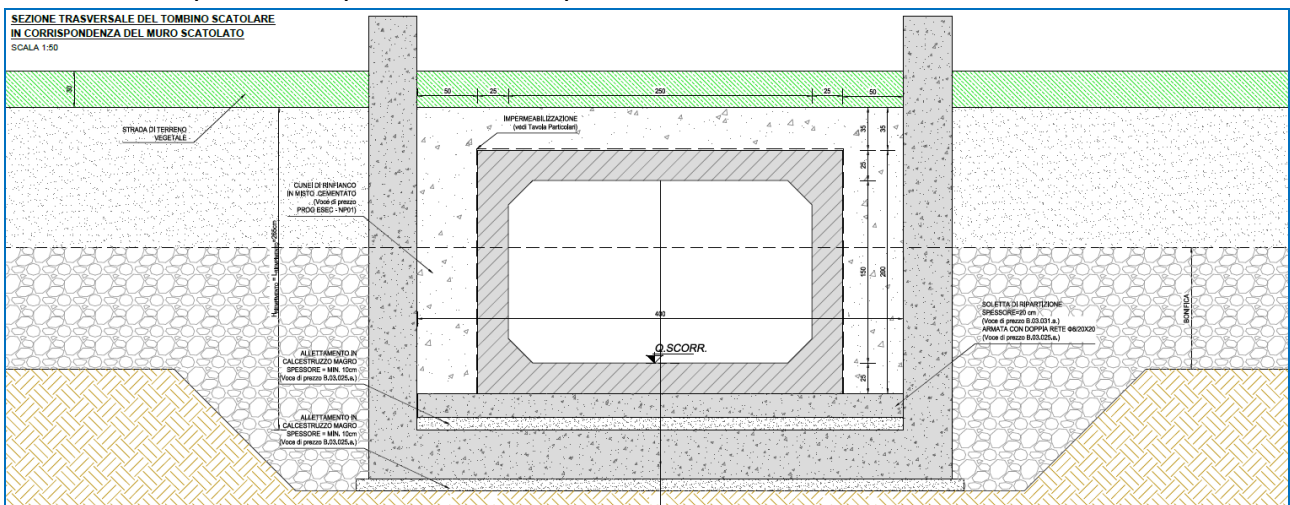
I muri di imbocco e sbocco sono stati progettati come dei tradizionali muri a "L" con taglione. La ciabatta è posta a quota intradosso magrone così da consentire sia al magro che alla soletta di transizione di "poggiarsi sulla ciabatta del muro stesso". Il primo e l'ultimo concio si attestano sull'elevazione del muro d'ala così da garantire un comportamento monolitico del gruppo tombino/elementi terminali.

In corrispondenza delle ciabatte del muro i rinfianchi proseguono con la classica forma trapezoidale sino a quota estradosso fondazione.



Ai lati del tombino è, in funzione delle situazioni, previsto l'attraversamento di una strada di servizio la quale si muove parallelamente al muro terminale a 50cm dal filo interno. Tale pista di servizio durante le fasi realizzative svolge anche le funzioni di pista di cantiere consentendo così l'attraversamento dei corsi idrici.

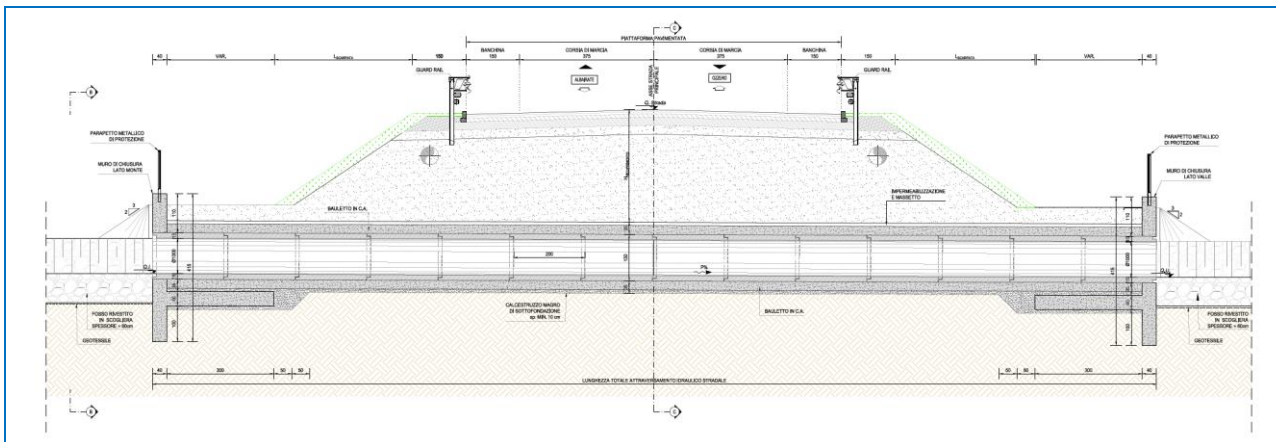
Infine a monte e/o a valle dei tombini possono essere presenti dei manufatti di partizione posti in stretta adiacenza al muro d'ala. In questi casi il muro di estremità anziché avere un paramento lineare di lunghezza pari a 11,20m presenta una forma planimetrica a "C" con risvolti di lunghezza pari a 200cm. Tali risvolti hanno la funzione di contenere le scarpate dei rilevati. In questo tratto tra il tombino e le pareti dell'opera terminale è previsto l'intasamento in misto cementato.



7 I TOMBINI CIRCOLARI Ø1000

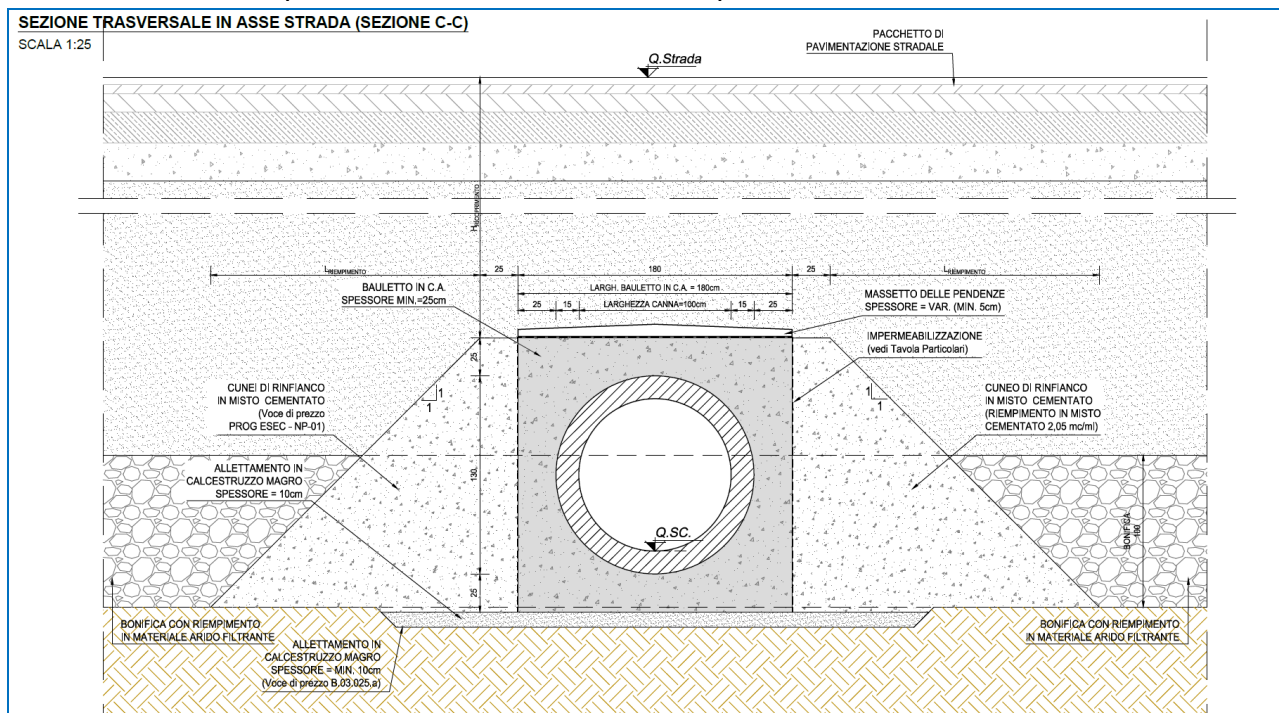
Laddove i franchi altimetrici non consentissero il passaggio degli scatolari (previa verifica idraulica) è stato previsto di attraversare il corpo stradale con tombini circolari in c.a. rotocompressi di diametro interno Ø1000 cpon giunti a spessore.

La filosofia progettuale di queste opere è in tutto e per tutto analogaa quella dei tombino scatolari



In luogo della soletta di ripartizione per i tombini circolari è stato progettato un vero e proprio bauletto in c.a. di protezione e ripartizione dei carichi

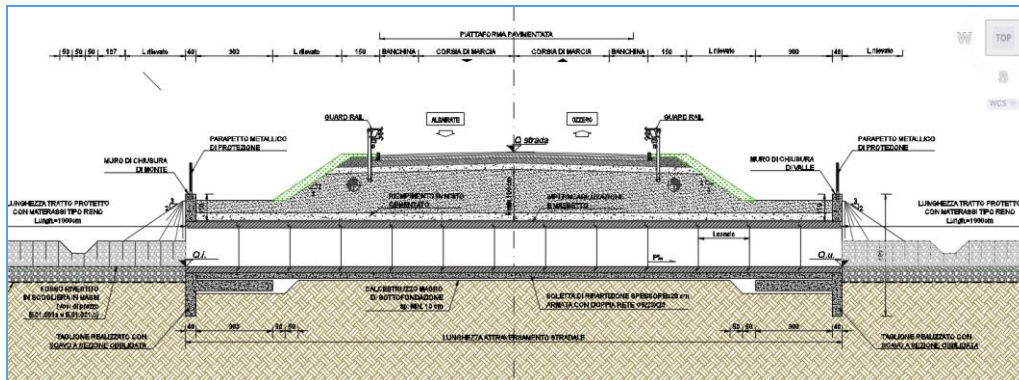
L'opera è poi rinfiancata ai lati con misto cementato per garantire l'assenza di cedimenti differenziali del rilevato in approccio all'opera oltre che per una migliore realizzabilità in fase di cantiere (vitando operazioni di costipazione in prossimità del manufatto stesso) Nelle sezioni di scavo normale il riempimento dello scavo è anch'esso previsto in misto cementato.



Per quel che attiene le opere terminali le stesse sono state progettate con criteri analoghi a quelli appena descritti per il tombino scatolare.

8 ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI SCATOLARI 250x150CM - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=30CM

Nel seguente capitolo si riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali della soletta di ripartizione lungo la direzione longitudinale dei tombini scatolari venti dimensioni interne 250x150cm e spessore di ricoprimento pari a 30cm.



8.1 ANALISI DEI CARICHI

8.1.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

8.1.1.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO (G1)

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (beam).

Tale carico nel modello è definito come "g1"

8.1.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

8.1.2.1 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto, a favore di sicurezza, pari a $\gamma_{pav} = 24,0 \text{ kN/m}^3$.

Tale peso per unità di volume è associato a tutti gli strati legati del pacchetto e quindi all'usura al binder e alla base, mentre per quel che attiene il misto cementato e il misto granulare di fondazione questo è stato assimilato (anche nei calcoli della diffusione del carico accidentale con angolo pari a 30°) al terreno da rilevato (associando quindi a questo elemento un peso per unità di volume pari a 20 kN/m^3).

Lo spessore medio complessivo di tali strati pavimentati è assunto pari a **23 cm**.

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Peso per unità di superficie della pavimentazione (carico g2)	spessore =	23,00	[cm]	$P_{pavimentazione \text{ reale}} =$	5,52	[kN/m ²]
Valore arrotondato effettivamente applicato al modello per tenere conto anche delle successive ricariche di bitume				$P_{pavimentazione} =$	7,00	[kN/m ²]

Tale carico nel modello è definito come "g2"

8.1.2.2 PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO SULLA SOLETTA SUPERIORE (G3)

Il peso per unità di volume del terreno di ricoprimento, comprensivo degli eventuali strati di misto cementato e misto granulare della fondazione del pacchetto pavimentato, è assunto pari a $\gamma_{\text{terreno}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

Lo spessore medio dello strato di ricoprimento al di sotto della pavimentazione stradale risulta pari a 30 cm mentre risulta variabile ai lati esterni della stessa.

Tale carico nel modello è definito come “g3”

8.1.2.3 PESO DELLO SCATOLARE (G4)

Il peso per unità di volume dello scatolare è assunto pari a $\gamma_{\text{cls}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

Considerando l'area della sezione trasversale dello scatolare pari a $2,33\text{m}^2$, la pressione dovuta alla presenza dello scatolare sulla soletta sarà pari a:

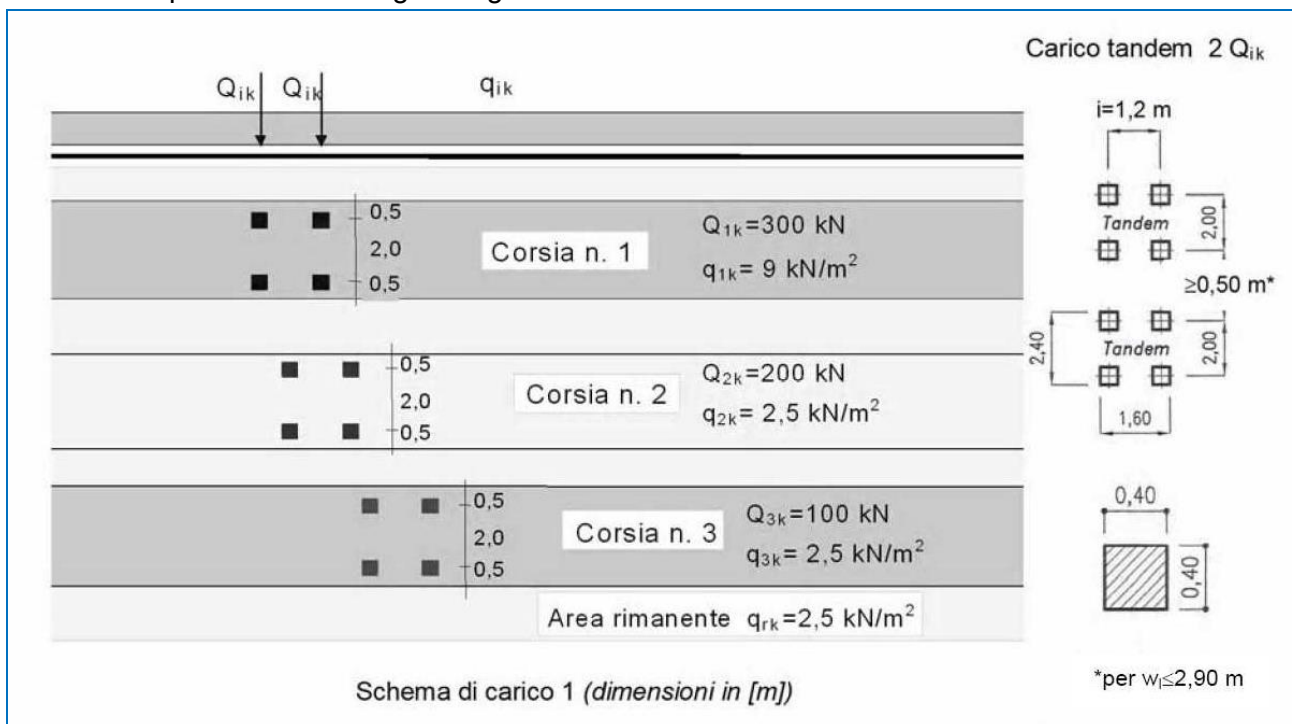
$$g4 = \gamma_{\text{cls}} \times A_{\text{area scatolare}} / L_{\text{larghezza soletta}} \implies g4 = 14,56 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico nel modello è definito come “g4”

8.1.3 CARICHI ACCIDENTALI

8.1.3.1 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO AGENTI SULA SOLETTA DI COPERTURA (Q1A, Q2A, Q3A)

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 5.1.3.3.5 e riportato nell'immagine seguente:



I carichi accidentali da traffico sono disposti su corsie convenzionali di larghezza w_1 sulla superficie carrabile ed il massimo numero intero possibile di tali corsie su di essa sono indicati in tab.5.1.I del DM 17.01.2018.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Nel caso in oggetto la carreggiata è larga **10,75m** per cui:

- $w = 10,75\text{m}$
- $w_1 = 3,00\text{m}$
- $n_1 = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(10,75/3) = 3$

Quindi la larghezza della zona rimanente risulta pari a:

$$L_{\text{rim}} = w - 3,00 \cdot n_1 = 10,75 - 3,00 \cdot 3 = 1,75\text{m}$$

Nei calcoli è stato preso in esame lo schema di carico n.1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie larga 3,00 m e lunga 2,20 m così come previsto al capitolo C5.1.3.3.7.1 della Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida).

I carichi concentrati sono stati diffusi fino alla linea media della soletta secondo i seguenti angoli:

- pavimentazione stradale: 45°
- terreno di ricoprimento: 30°
- scatolare e soletta di ripartizione: 45°

Tale procedura risulta conforme a quanto previsto al capitolo 5.1.3.3.6 "Strutture secondarie di Impalcato" del D.M. 17/01/2018 Introducendo esclusivamente un angolo di diffusione ridotto, tipico di tutti i testi scientifici e comunque conforme a quanto previsto nella Circolare al capitolo C5.1.3.3.7.1, per il terreno interposto tra estradosso soletta e intradosso pavimentazione.

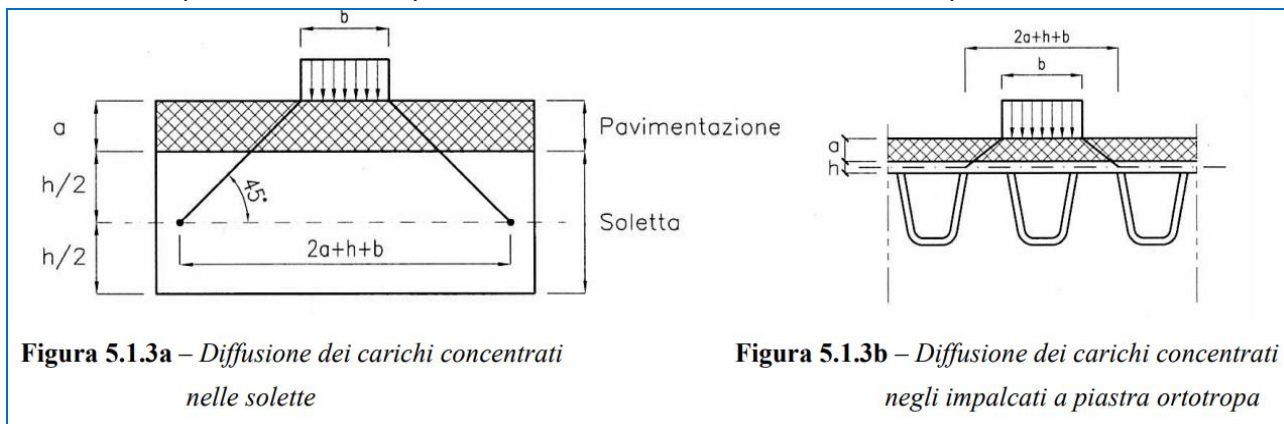
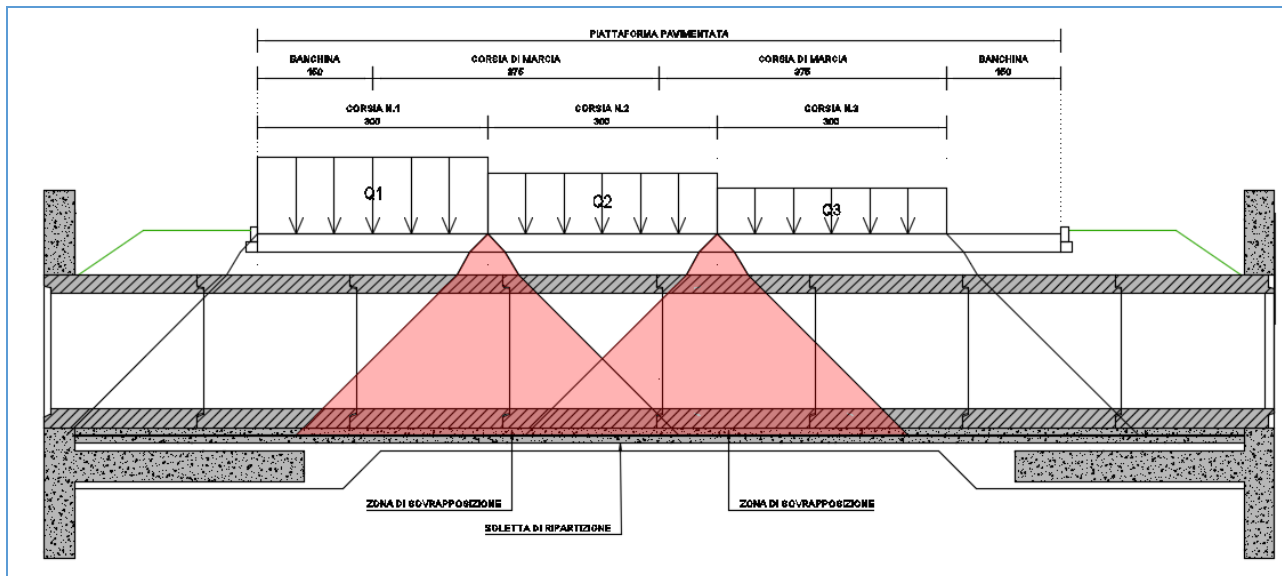


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcato a piastra ortotropa

Conseguentemente i carichi tandem sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti risultano diffusi come segue:



Carico Q1a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{jk}	600,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	90,91	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	0,30	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta e altezza scatolare	h_3	2,20	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	7,21	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	8,01	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	5,01	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	10,40	[kN/m ²]

Carico Q2a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	400,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	60,61	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	0,30	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta e altezza scatolare	h_3	2,20	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	7,21	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	8,01	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	5,01	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	6,93	[kN/m ²]

Carico Q3a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	200,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	30,30	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	0,30	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta e altezza scatolare	h_3	2,20	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	7,21	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	8,01	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	5,01	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	3,47	[kN/m ²]

Tali carichi nel modello sono definiti come “q1a, q2a, q3a”.

I carichi distribuito q_{ik} vengono considerati agenti sull'intera copertura con valore di calcolo pari a:

$q_{1b} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.1;

$q_{2b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.2;

$q_{3b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.3;

$q_{rb} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla zona rimanente.

Per i carichi distribuiti q_{ik} non si tiene in conto a favore di sicurezza alcuna distribuzione.

Tali carichi nel modello sono definiti come “q1b, q2b, q3b, qrb”.

8.1.4 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.12 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.12), trattandosi di un'opera secondaria ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

8.1.4.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE (S1)

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno sovrastante sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche complessive sismiche	ag (PGA) =	0,050	[-----]	$Y_{calcestruzzo}$ =	25,00	[kN/mc]
	S_S =	1,50	[-----]	S_T =	1,00	[-----]
	K_h	0,08	[-----]	K_v	0,04	[-----]
Inerzia ricoprimento	Area ricoprimento	0,01	[mq]	s_1 =	2,14	[kN/mq]
Inerzia sismica scatolare e soletta di ripartizione	Area soletta superiore	3,13	[mq]			

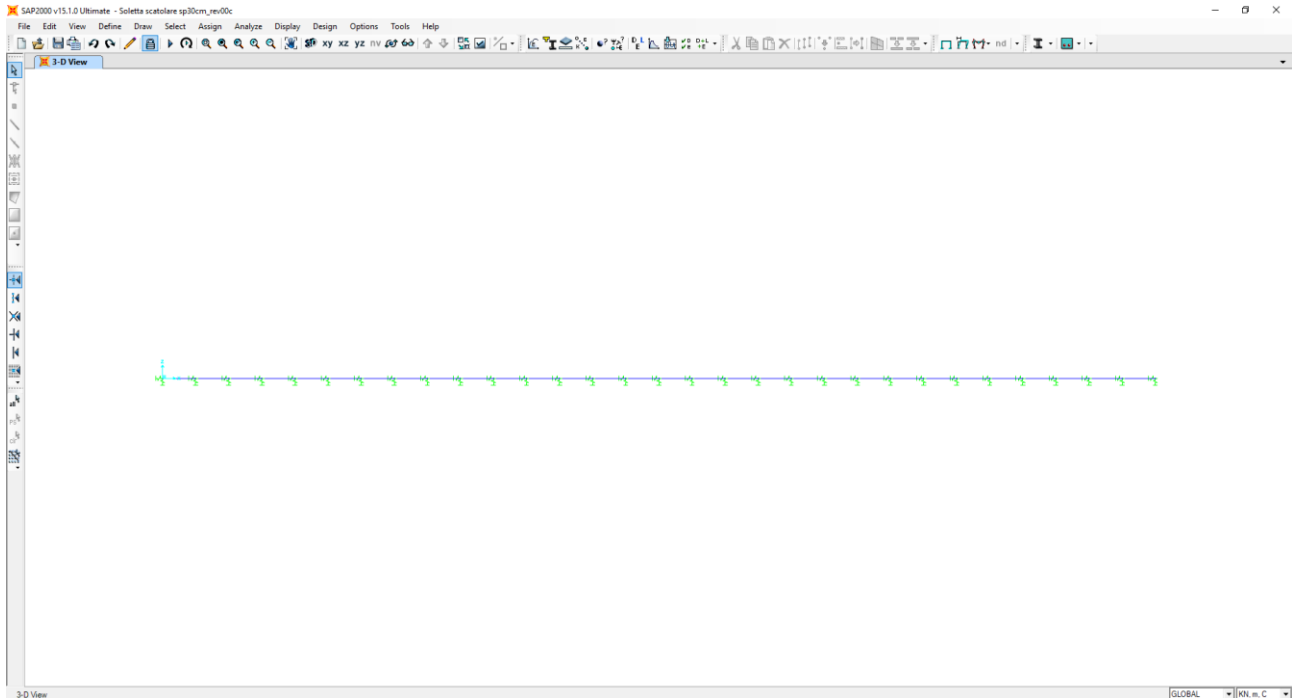
Tale carico nel modello è definito come "s1".

8.2 MODELLO DI CALCOLO

8.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).

Gli elementi strutturali sono stato modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam”.



L’interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidezza. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3.$$

Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,h} = 7.500,00 \text{ kN/m}^3.$$

Nel modello le molle elastiche saranno applicate ai nodi presenti sugli elementi beam.

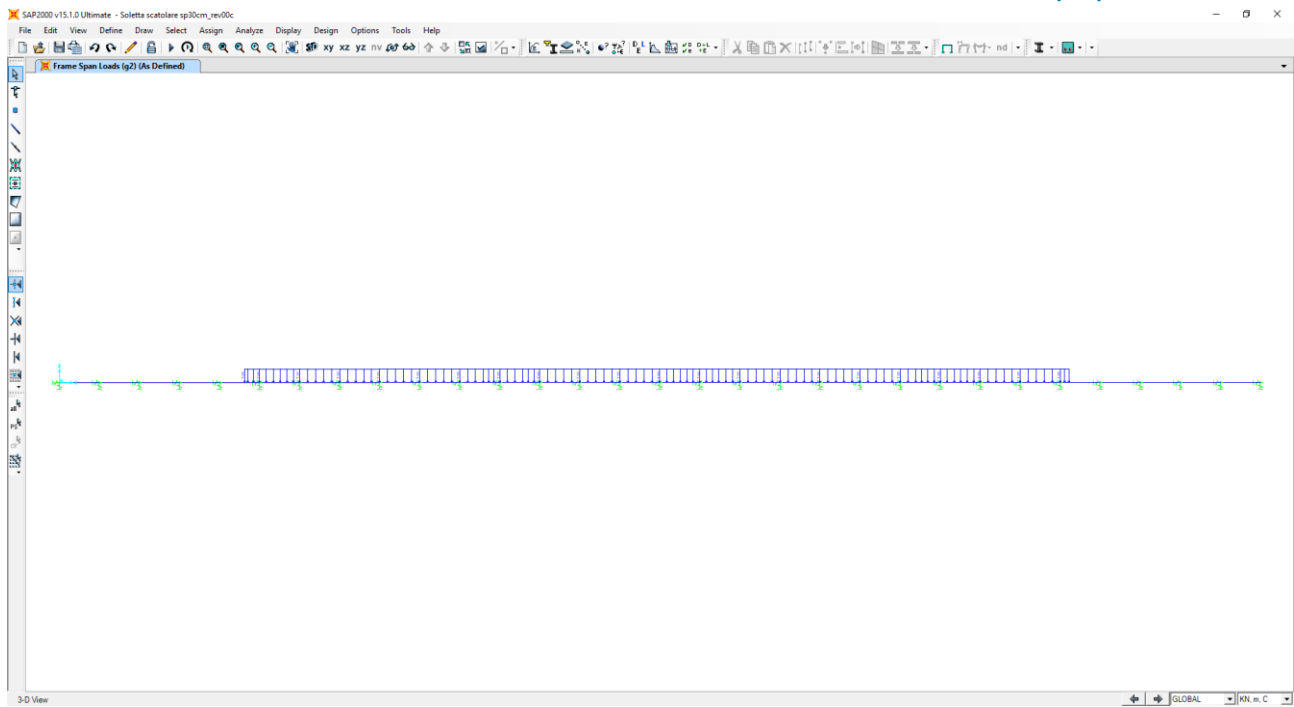
Considerando la larghezza della fondazione pari a 4,00m ed una suddivisione dell’opera in segmenti pari ad 0,50m avremo che il valore da associare è pari a:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3 \times 4,00\text{m} \times 0,50\text{m} = 30.000,00 \text{ kN/m}$$

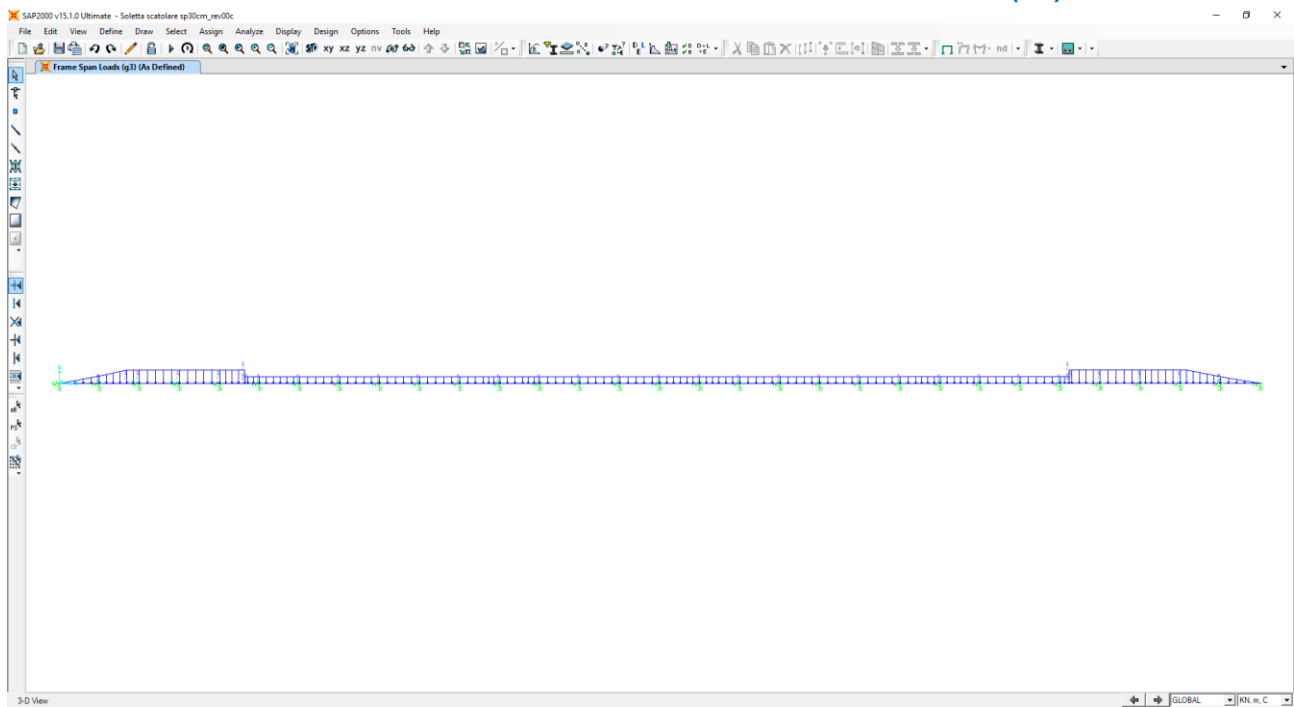
$$k_{s,h} = 15.000,00 \text{ kN/m}$$

8.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

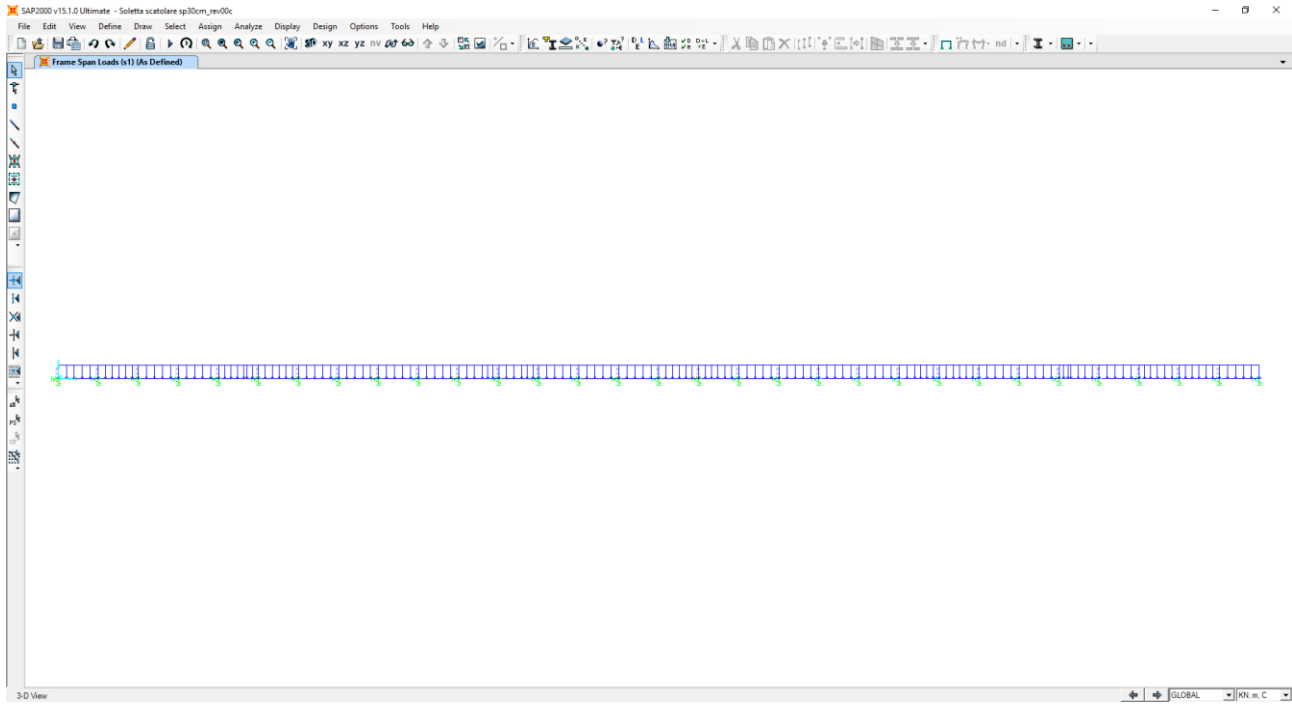
8.3.1 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)



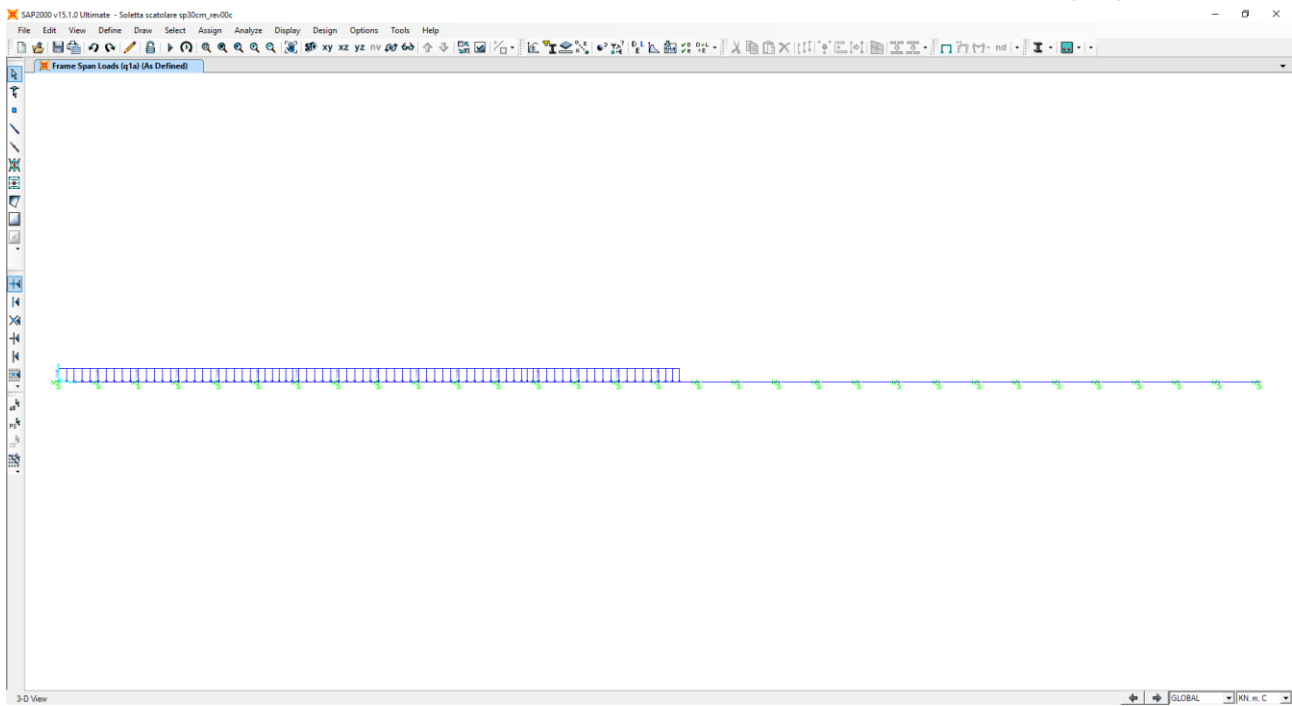
8.3.2 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO (G3)



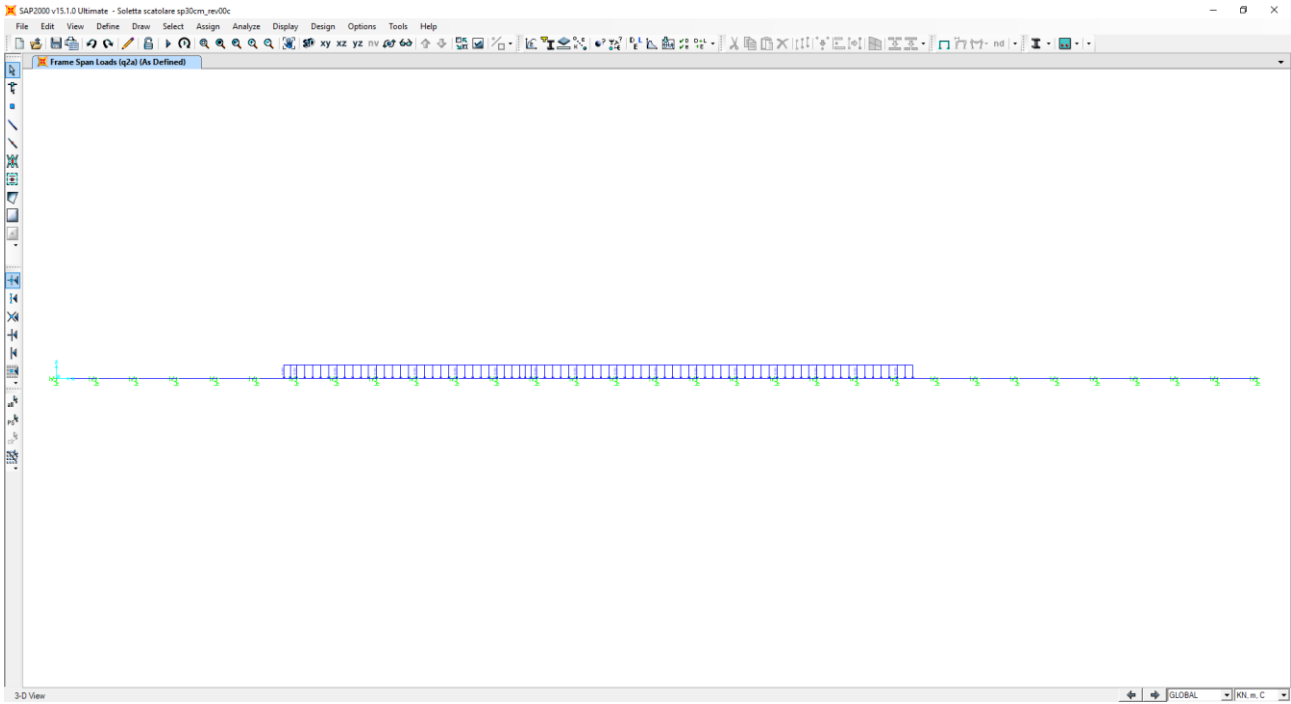
8.3.3 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DELLO SCATOLARE (G4)



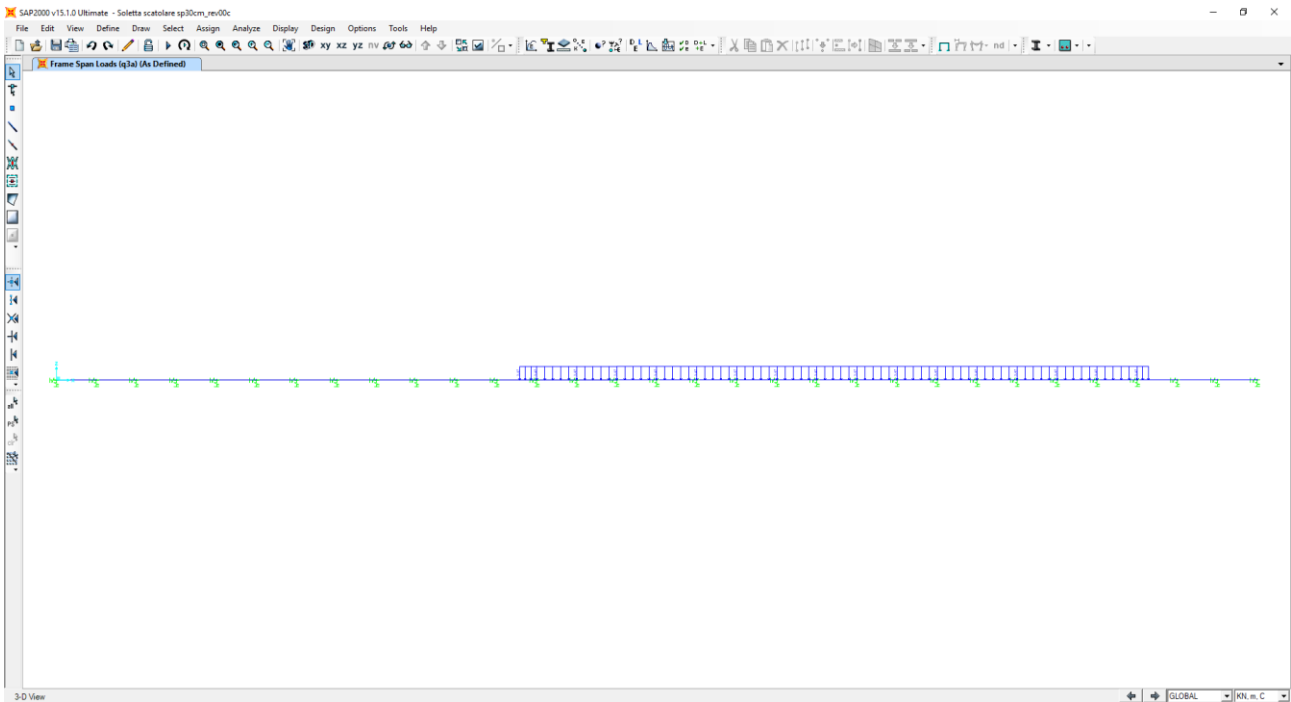
8.3.4 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.1 (Q_{1A})



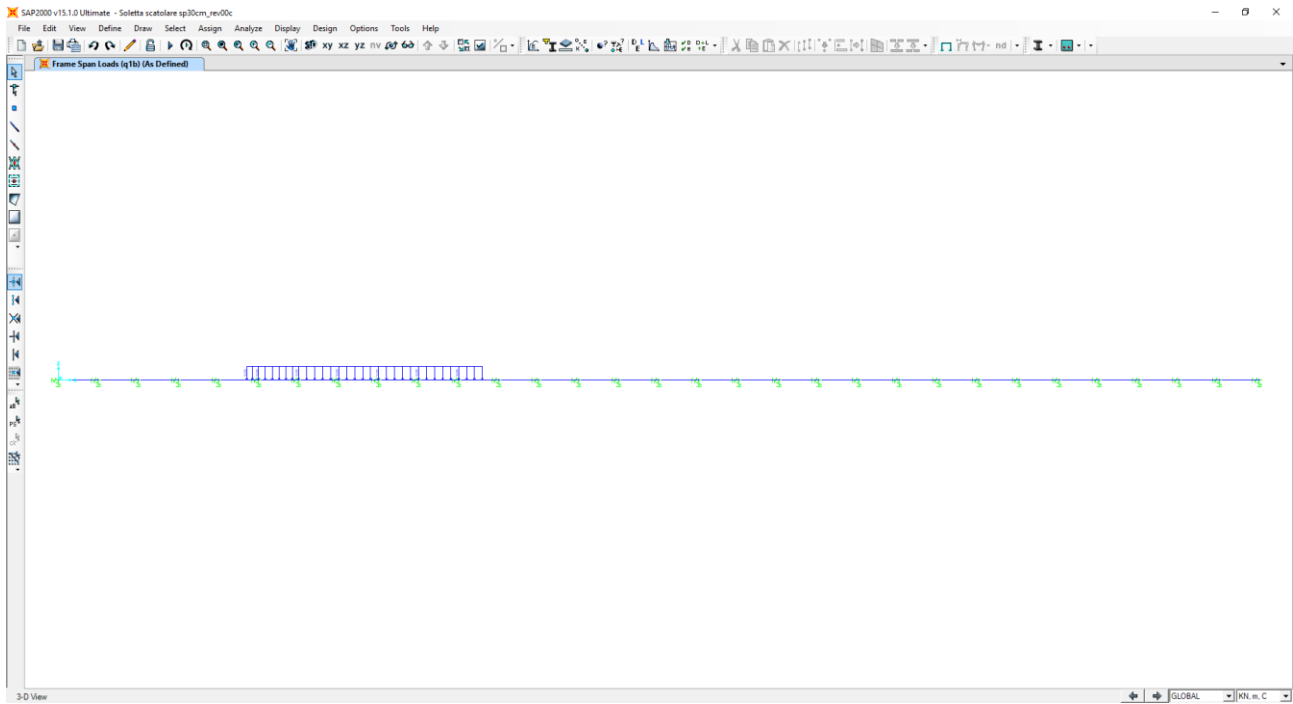
8.3.5 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.2 (Q_{2A})



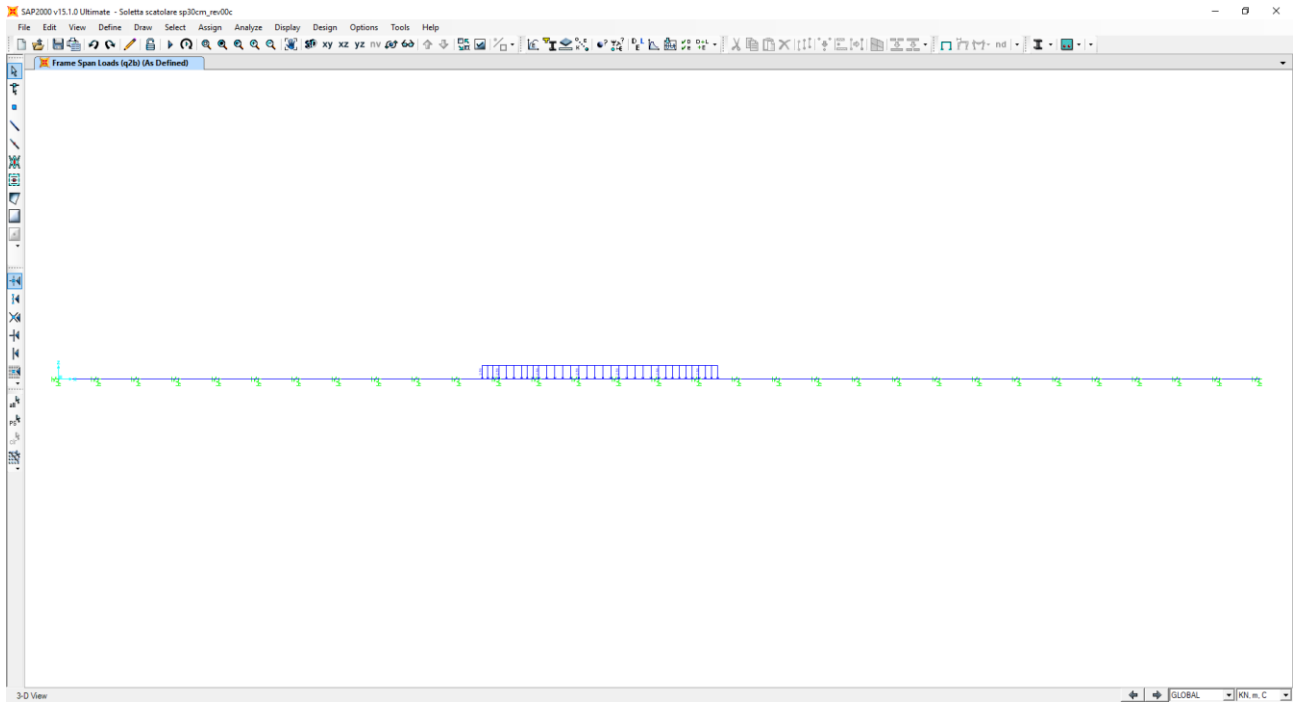
8.3.6 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.3 (Q_{3A})



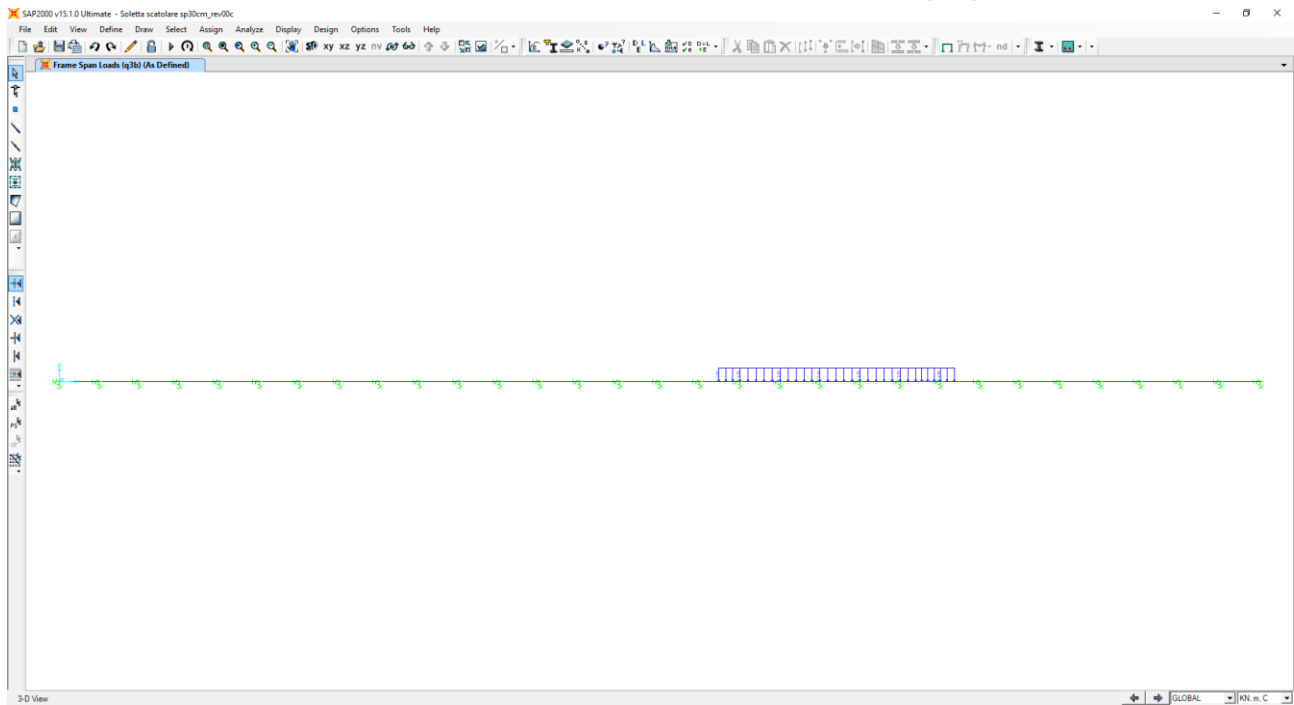
8.3.7 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.1 (Q_{1B})



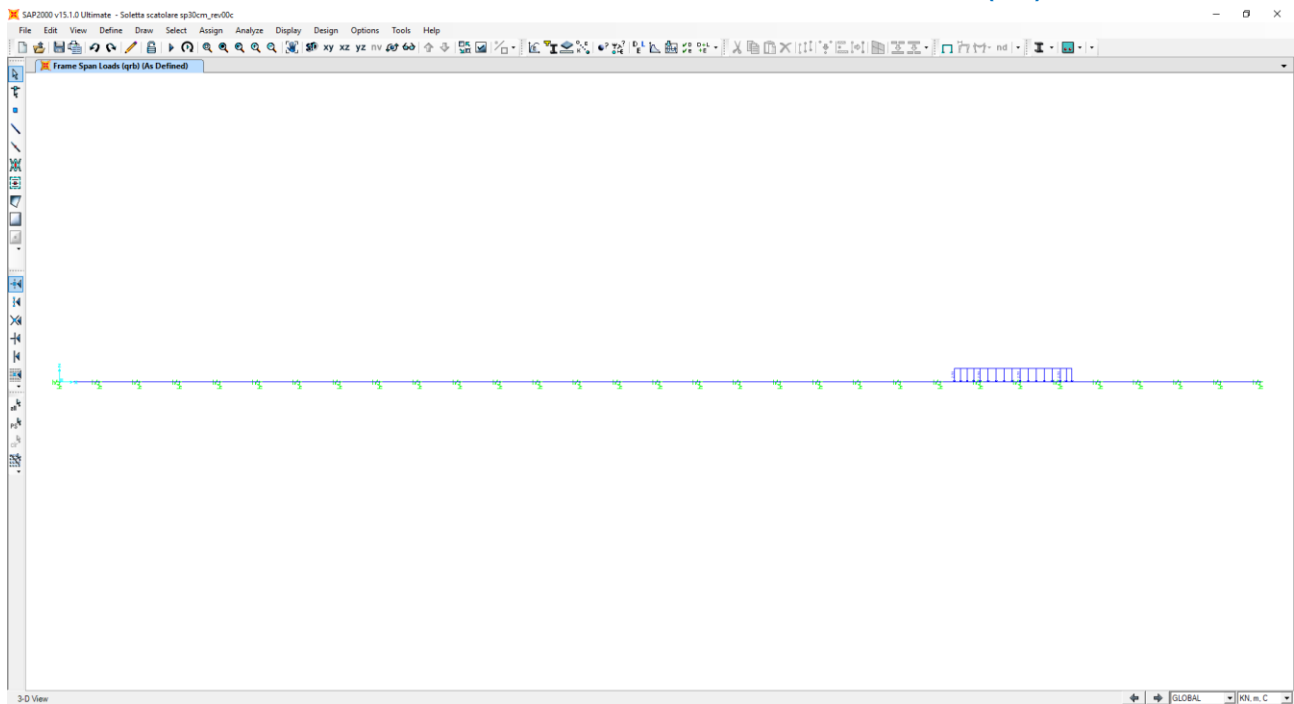
8.3.8 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.2 (Q_{2B})



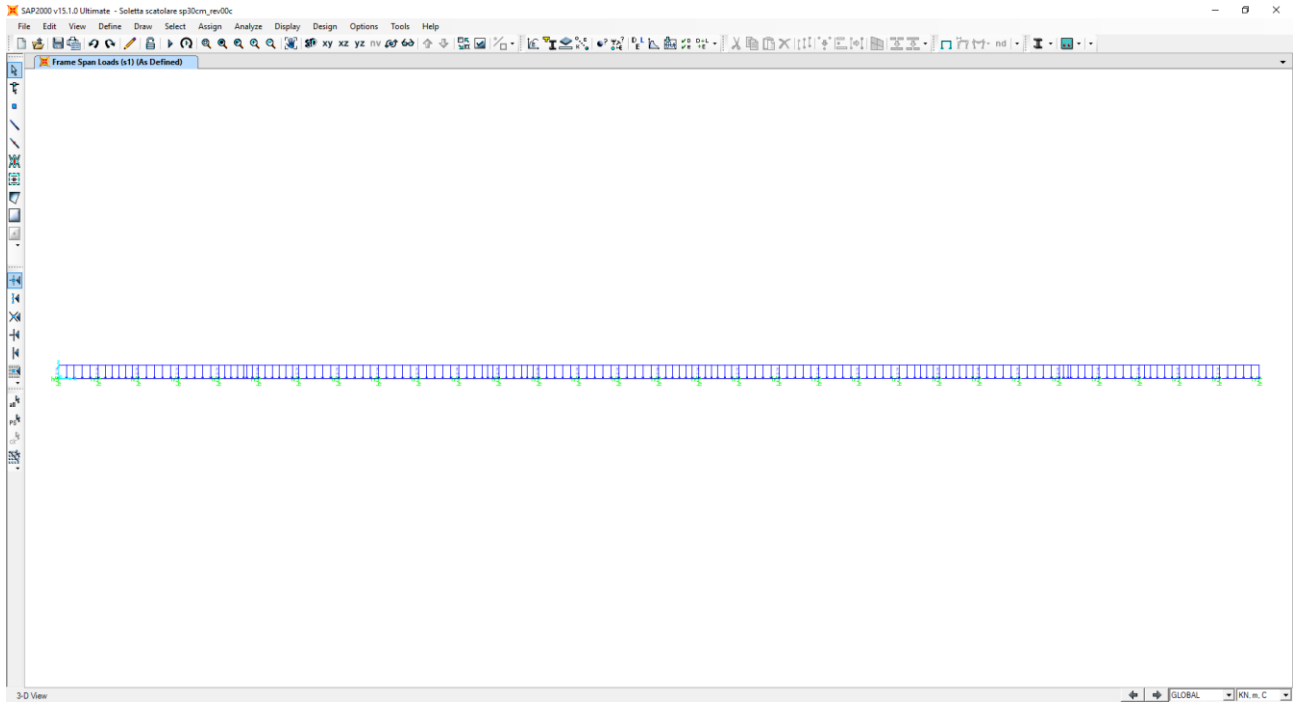
8.3.9 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.3 (Q_{3B})



8.3.10 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU ZONA RESTANTE (Q_{RB})



8.3.11 AZIONE INERZIALE VERTICALE DELL'OPERA E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S1)



8.4 COMBINAZIONI DI CARICO

8.4.1 DEFINIZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI E DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV qui di seguito riportata:

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 ^a categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Si rappresenta che ovviamente il carico da folla su marciapiedi e piste ciclabili è stato considerato ininfluenza visto che è stata calcolata una "fetta" di struttura di larghezza unitaria caricata con i carichi stradali da traffico.

L'approccio seguito per il calcolo e verifica dell'opera è l'**Approccio 2** con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3** (D.M. 17/01/2018 cap.6.4.3.1).

Nella tabella successiva sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione (γ) e partecipazione (ψ):

CARICO ELEMENTARE		Caso di analisi	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g ₁	Peso proprio degli elementi strutturali	PP	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	Carico permanente dovuto al peso della pavimentazione stradale	CP	1,50	0,80	1,00	1,00	1,00
g ₃	Carico permanente dovuto al peso del terreno di ricoprimento						
g ₄	Carico permanente dovuto al peso dello scatolare						
q _{1a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.1)	CACC	1,50	0,00	0,75	0,75	0,00
q _{2a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.2)						
q _{3a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.3)						
q _{1b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.1)						
q _{2b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.2)						
q _{3b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.3)						
q _{rb}	Carico accidentale da traffico distribuito (zona rimasta)						
s ₁	Inerzia sismica verticale dovuta alla massa della struttura ed ai carichi permanenti portati.						

8.4.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTI					
CASO DI ANALISI		PP	CP	CACC	SISMA
Q.P.01	ψ	1,00	1,00	0,00	0,00

8.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTI					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
FR.01	ψ	1,00	1,00	0,75	0,00

8.4.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
CAR.01	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

8.4.5 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.1, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STATICHE

CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
STR.01	γ	1,30	1,50	1,50	0,00
	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

8.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

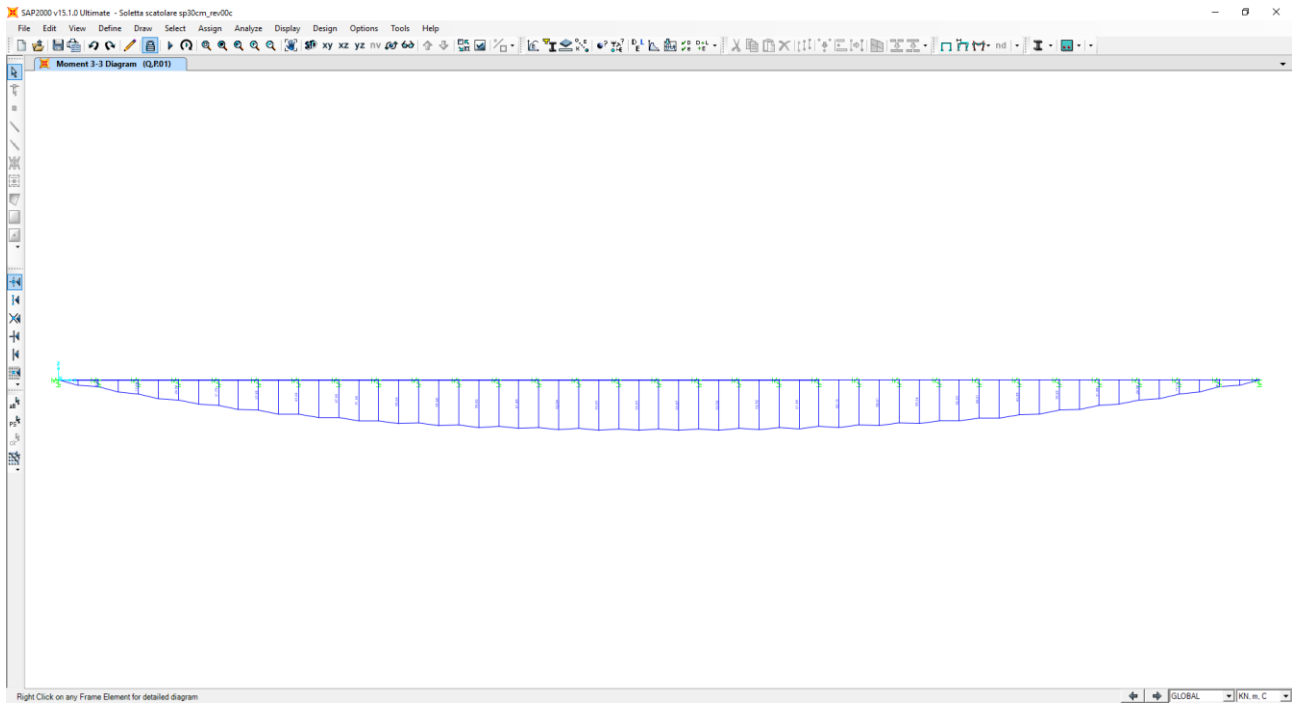
COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SSISMICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
SISMA.01	ψ	1,00	1,00	0,00	1,00

8.6 VALUTAZIONI DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nei paragrafi successivi sono riportati i diagrammi delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

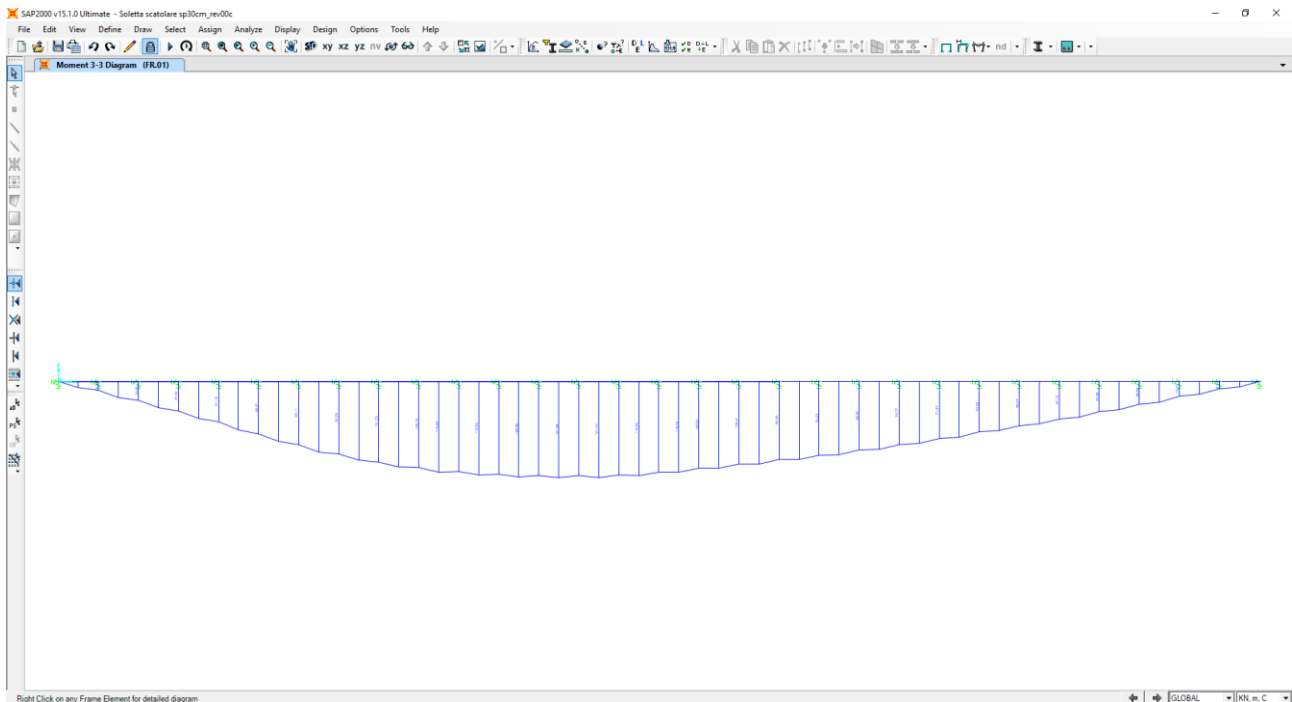
8.6.1 COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:



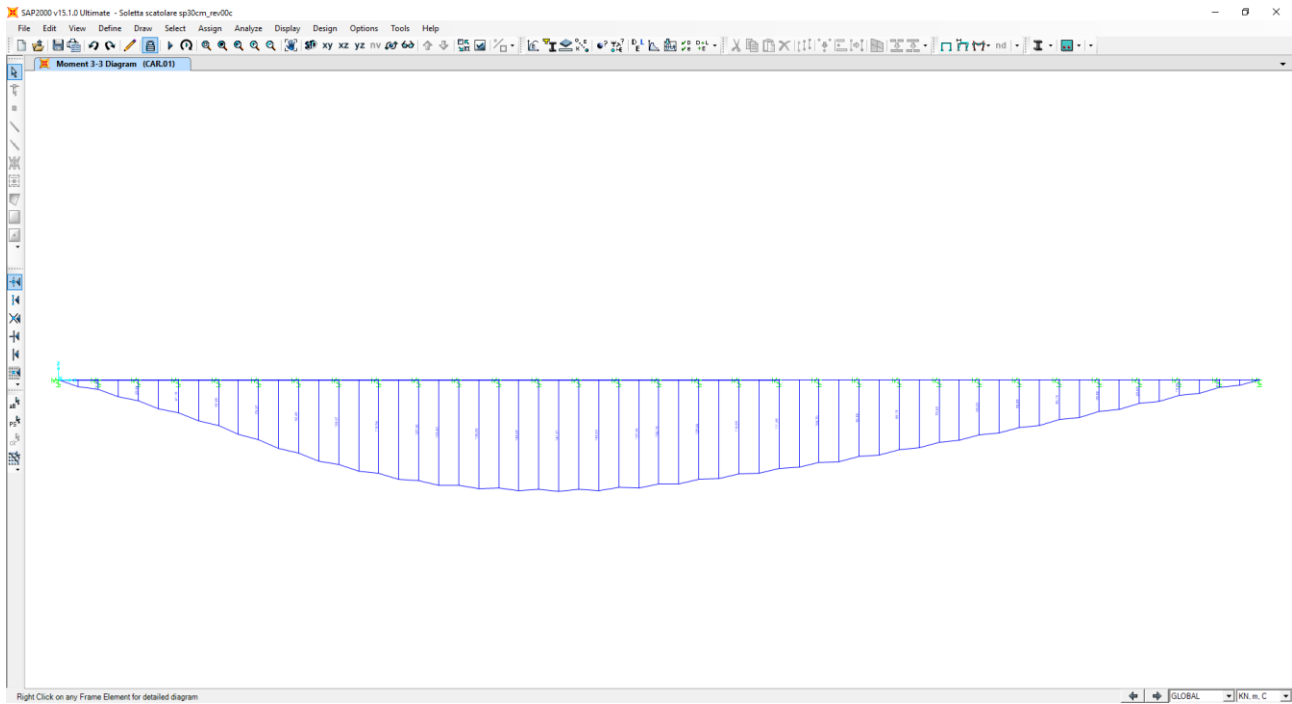
8.6.2 COMBINAZIONI SLE – FREQUENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



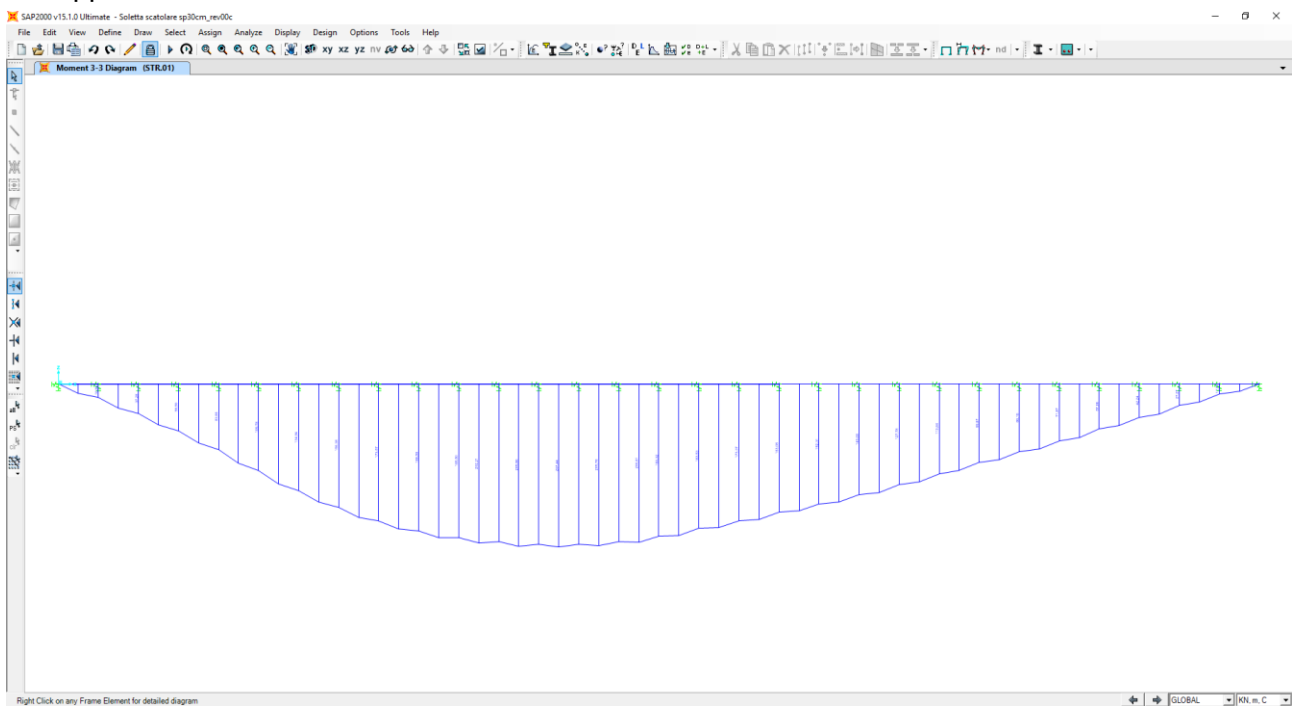
8.6.3 COMBINAZIONI SLE – CARATTERISTICHE

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLE – Caratteristiche:



8.6.4 COMBINAZIONI SLU

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



8.7 VERIFICHE STRUTTURALI BAULATURA

8.7.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

Le verifiche strutturali sono eseguite su una sezione rettangolare di larghezza pari a 400cm e spessore pari a 20cm.

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø12/10 esterna
- Ø12/10 interna

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm

8.7.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 63,87 \text{ kNm}$.

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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	400	20	1	45,24	4,4
			2	45,24	15,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 63,87 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali:
 B450C C28/35
 E_{su}: 67,5 % E_{c2}: 2 %
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 %
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,07
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 % σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

σ_c: -3,82 N/mm²
 σ_s: 104,8 N/mm²
 ε_s: 0,5238 %
 d: 15,6 cm
 x: 5,516 x/d: 0,3536
 δ: 0,882

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,82 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 104,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.7.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.01**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 121,94 \text{ kNm}$.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 7,29 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 200,00 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.7.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.1**.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 141,70$ kNm.

Titolo: _____

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	400	20	1	45,24	4,4
			2	45,24	15,6

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 141,70 kNm
 M_{xEd}: 0
 M_{yEd}: 0

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,87 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

Calcoli:
 σ_c: -8,475 N/mm²
 σ_s: 232,4 N/mm²
 ε_s: 1,162 ‰
 d: 15,6 cm
 x: 5,516 x/d: 0,3536
 δ: 0,882

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 8,48$ N/mm² < 0,60 f_{ck} = 17,43 N/mm²
 $\sigma_s = 232,40$ N/mm² < 0,80 f_{yk} = 360,00 N/mm²
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.7.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **104,80** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **12** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **100,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **200,00** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 12 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 100,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 250,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

8.7.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

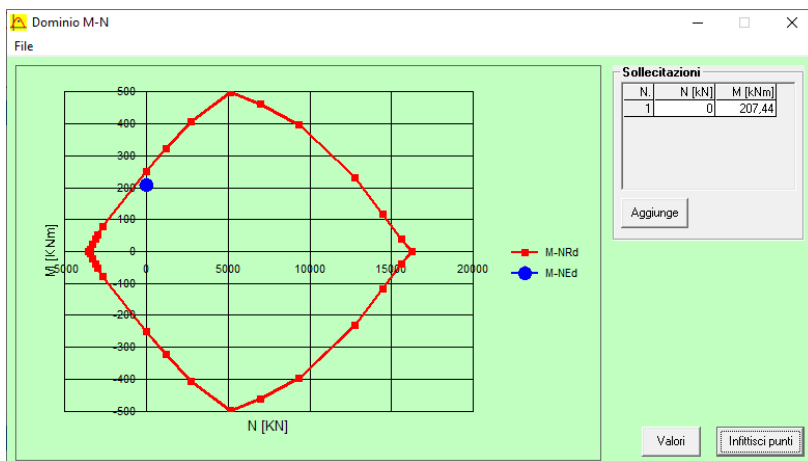
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 207,44 \text{ kN/m}$.

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 254,60 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 207,60 \text{ kN/m}$.

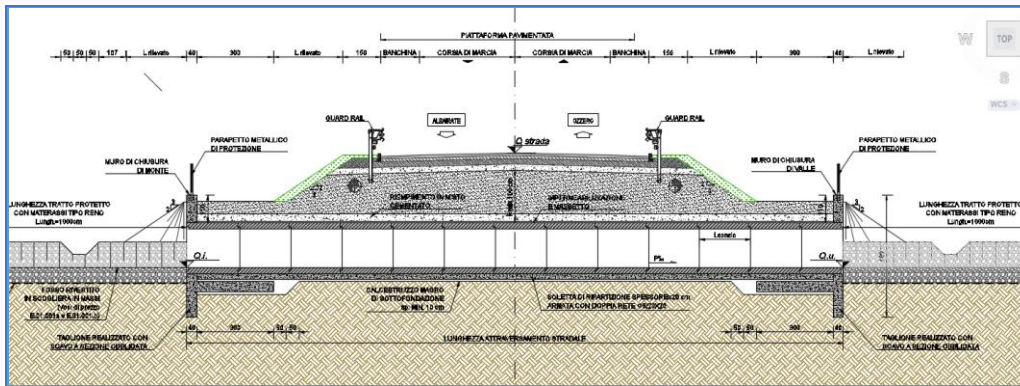
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9 ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI SCATOLARI 250x150CM - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=1000CM

Nel seguente capitolo si riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali della soletta di ripartizione lungo la direzione longitudinale dei tombini scatolari venti dimensioni interne 250x150cm e spessore di ricoprimento pari a 10,00m.



9.1 ANALISI DEI CARICHI

9.1.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

9.1.1.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO (G1)

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnati ai singoli elementi (beam).

Tale carico nel modello è definito come "g1"

9.1.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

9.1.2.1 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto, a favore di sicurezza, pari a $\gamma_{pav} = 24,0 \text{ kN/m}^3$.

Tale peso per unità di volume è associato a tutti gli strati legati del pacchetto e quindi all'usura al binder e alla base, mentre per quel che attiene il misto cementato e il misto granulare di fondazione questo è stato assimilato (anche nei calcoli della diffusione del carico accidentale con angolo pari a 30°) al terreno da rilevato (associando quindi a questo elemento un peso per unità di volume pari a 20kN/mc).

Lo spessore medio complessivo di tali strati pavimentati è assunto pari a **23 cm**.

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE		VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Peso per unità di superficie della pavimentazione (carico g2)	spessore =	23,00	[cm]	$P_{pavimentazione \text{ reale}} =$	5,52 [kN/m ²]
Valore arrotondato effettivamente applicato al modello per tenere conto anche delle successive ricariche di bitume				$P_{pavimentazione} =$	7,00 [kN/m ²]

Tale carico nel modello è definito come "g2"

9.1.2.2 PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO SULLA SOLETTA SUPERIORE (G3)

Il peso per unità di volume del terreno di ricoprimento, comprensivo degli eventuali strati di misto cementato e misto granulare della fondazione del pacchetto pavimentato, è assunto pari a $\gamma_{\text{terreno}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

Lo spessore medio dello strato di ricoprimento al di sotto della pavimentazione stradale risulta pari a 100 cm mentre risulta variabile ai lati esterni della stessa.

Tale carico nel modello è definito come “g3”

9.1.2.3 PESO DELLO SCATOLARE (G4)

Il peso per unità di volume dello scatolare è assunto pari a $\gamma_{\text{cls}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

Considerando l'area della sezione trasversale dello scatolare pari a $2,33\text{m}^2$, la pressione dovuta alla presenza dello scatolare sulla soletta sarà pari a:

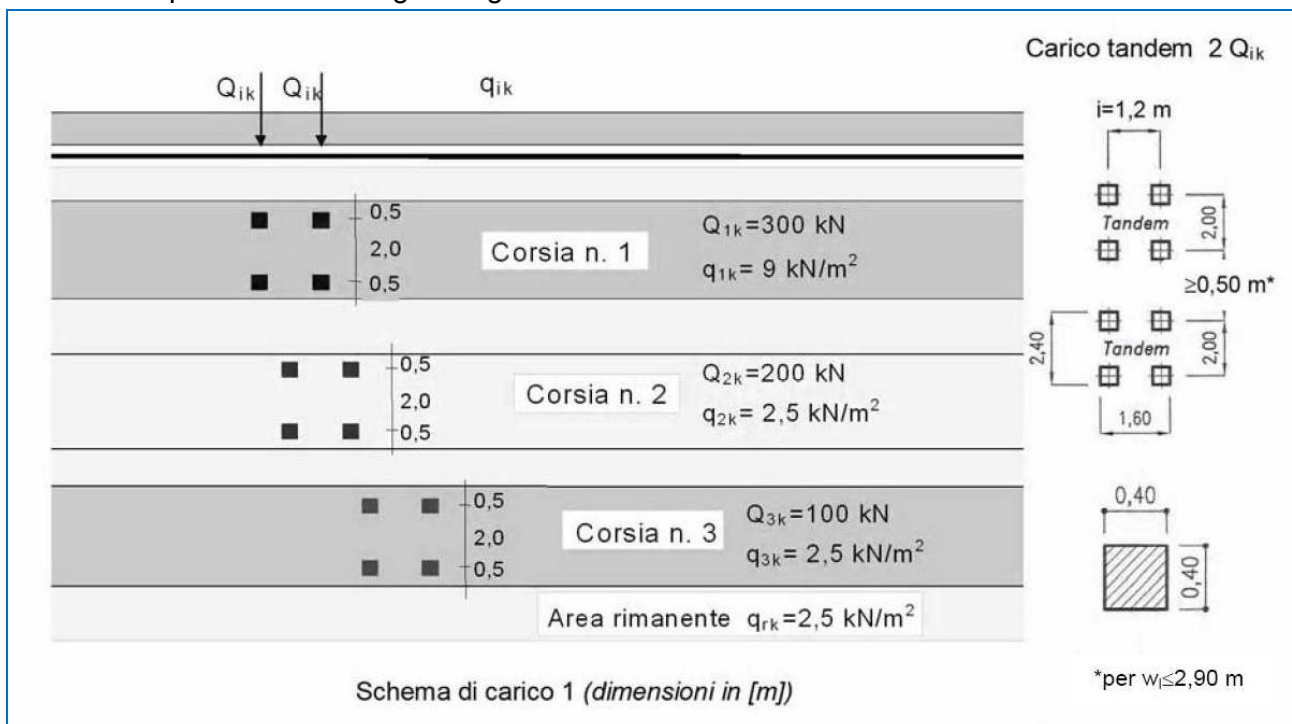
$$g4 = \gamma_{\text{cls}} \times A_{\text{area scatolare}} / L_{\text{larghezza soletta}} \implies g4 = 14,56 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico nel modello è definito come “g4”

9.1.3 CARICHI ACCIDENTALI

9.1.3.1 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO AGENTI SULA SOLETTA DI COPERTURA (Q1A, Q2A, Q3A)

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 5.1.3.3.5 e riportato nell'immagine seguente:



I carichi accidentali da traffico sono disposti su corsie convenzionali di larghezza w_1 sulla superficie carrabile ed il massimo numero intero possibile di tali corsie su di essa sono indicati in tab.5.1.I del DM 17.01.2018.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Nel caso in oggetto la carreggiata è larga **10,75m** per cui:

- $w = 10,75\text{m}$
- $w_1 = 3,00\text{m}$
- $n_1 = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(10,75/3) = 3$

Quindi la larghezza della zona rimanente risulta pari a:

$$L_{\text{rim}} = w - 3,00 \cdot n_1 = 10,75 - 3,00 \cdot 3 = 1,75\text{m}$$

Nei calcoli è stato preso in esame lo schema di carico n.1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie larga 3,00 m e lunga 2,20 m così come previsto al capitolo C5.1.3.3.7.1 della Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida).

I carichi concentrati sono stati diffusi fino alla linea media della soletta secondo i seguenti angoli:

- pavimentazione stradale: 45°
- terreno di ricoprimento: 30°
- scatolare e soletta di ripartizione: 45°

Tale procedura risulta conforme a quanto previsto al capitolo 5.1.3.3.6 "Strutture secondarie di Impalcato" del D.M. 17/01/2018 Introducendo esclusivamente un angolo di diffusione ridotto, tipico di tutti i testi scientifici e comunque conforme a quanto previsto nella Circolare al capitolo C5.1.3.3.7.1, per il terreno interposto tra estradosso soletta e intradosso pavimentazione.

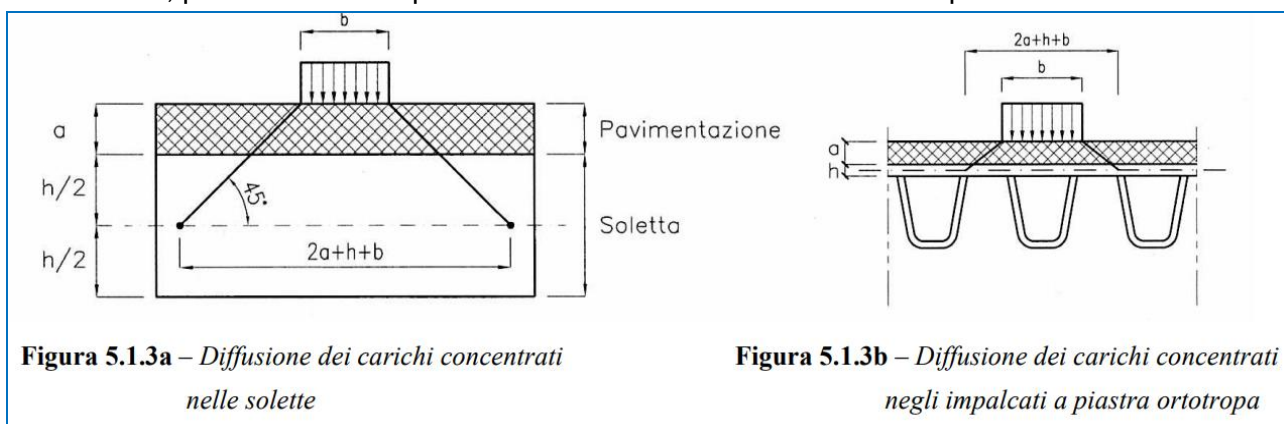
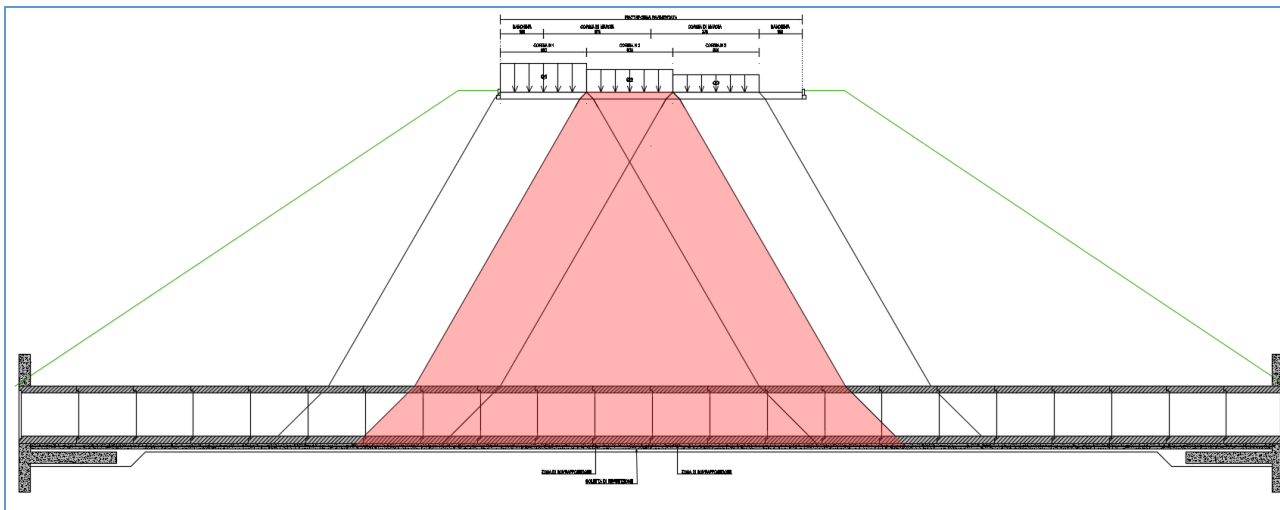


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcato a piastra ortotropa

Conseguentemente i carichi tandem sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti risultano diffusi come segue:



Carico Q1a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI

Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	600,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	90,91	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	10,00	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta e altezza scatolare	h_3	2,20	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	18,41	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	19,21	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	16,21	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	1,70	[kN/m ²]

Carico Q2a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	400,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	60,61	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	10,00	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta e altezza scatolare	h_3	2,20	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	18,41	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	19,21	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	16,21	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	1,13	[kN/m ²]

Carico Q3a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	200,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	30,30	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	10,00	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta e altezza scatolare	h_3	2,20	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	18,41	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	19,21	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	16,21	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	0,57	[kN/m ²]

Tali carichi nel modello sono definiti come “q1a, q2a, q3a”.

I carichi distribuito q_{ik} vengono considerati agenti sull'intera copertura con valore di calcolo pari a:

$q_{1b} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.1;

$q_{2b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.2;

$q_{3b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.3;

$q_{rb} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla zona rimanente.

Per i carichi distribuiti q_{ik} non si tiene in conto a favore di sicurezza alcuna distribuzione.

Tali carichi nel modello sono definiti come “q1b, q2b, q3b, qrb”.

9.1.4 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.12 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.12), trattandosi di un'opera secondaria ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

9.1.4.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE (S1)

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno sovrastante sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche complessive sismiche	ag (PGA) =	0,050	[-----]	$Y_{calcestruzzo}$ =	25,00	[kN/mc]
	S_S =	1,50	[-----]	S_T =	1,00	[-----]
	K_h	0,08	[-----]	K_v	0,04	[-----]
Inerzia ricoprimento	Area ricoprimento	40,00	[mq]	s_1 =	23,95	[kN/mq]
Inerzia sismica scatolare e soletta di ripartizione	Area soletta superiore	3,13	[mq]			

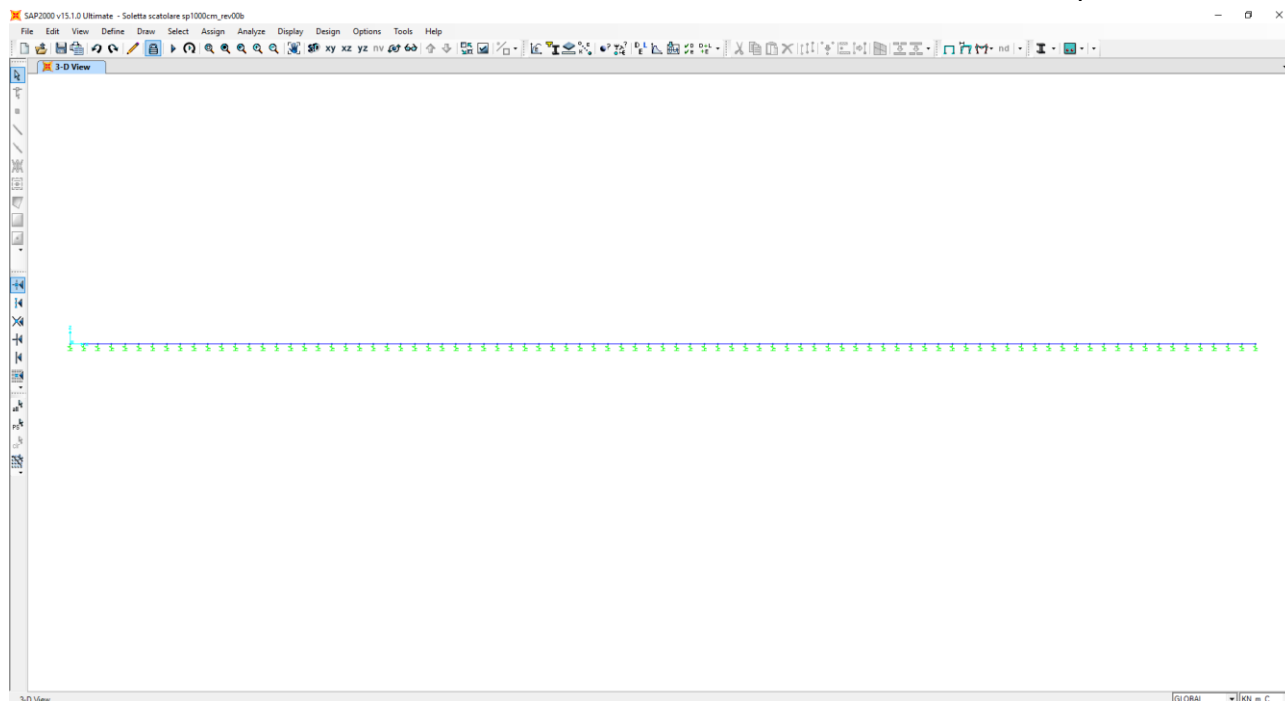
Tale carico nel modello è definito come "s1".

9.2 MODELLO DI CALCOLO

9.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).

Gli elementi strutturali sono stato modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam”.



L’interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidezza. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3.$$

Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,h} = 7.500,00 \text{ kN/m}^3.$$

Nel modello le molle elastiche saranno applicate ai nodi presenti sugli elementi beam.

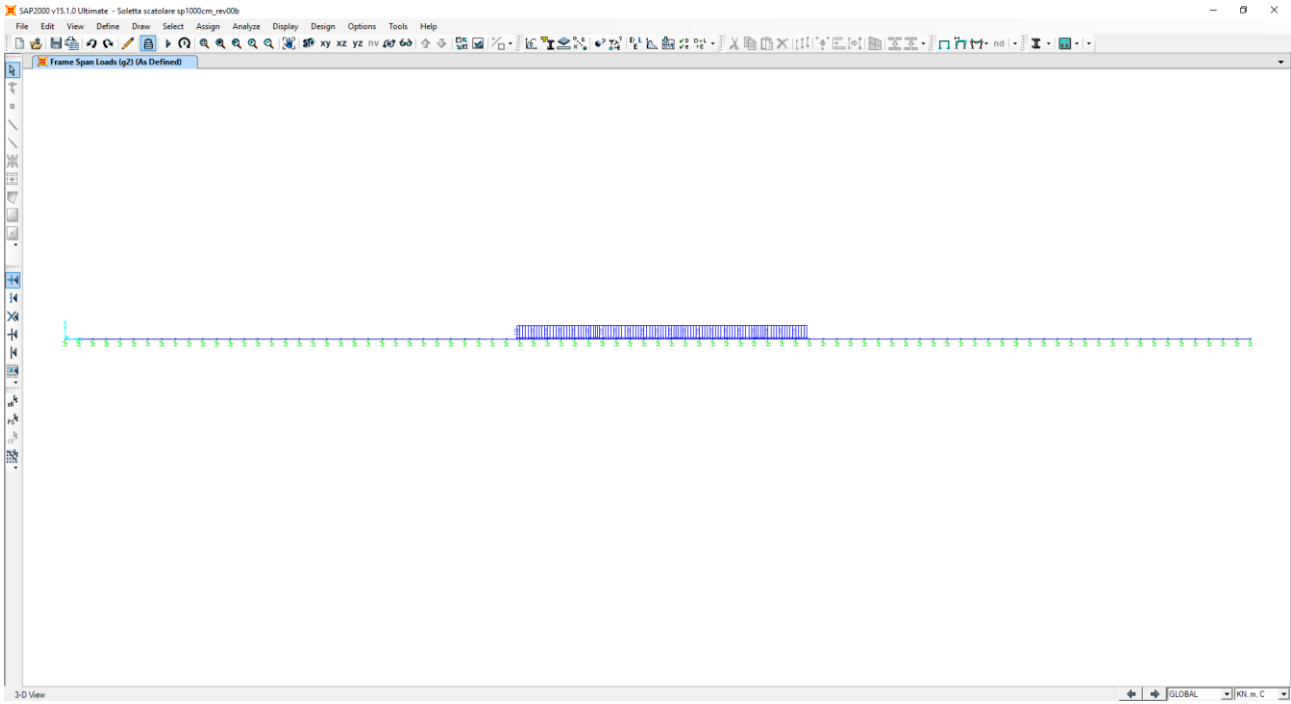
Considerando la larghezza della fondazione pari a 4,00m ed una suddivisione dell’opera in segmenti pari ad 0,50m avremo che il valore da associare è pari a:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3 \times 4,00\text{m} \times 0,50\text{m} = 30.000,00 \text{ kN/m}$$

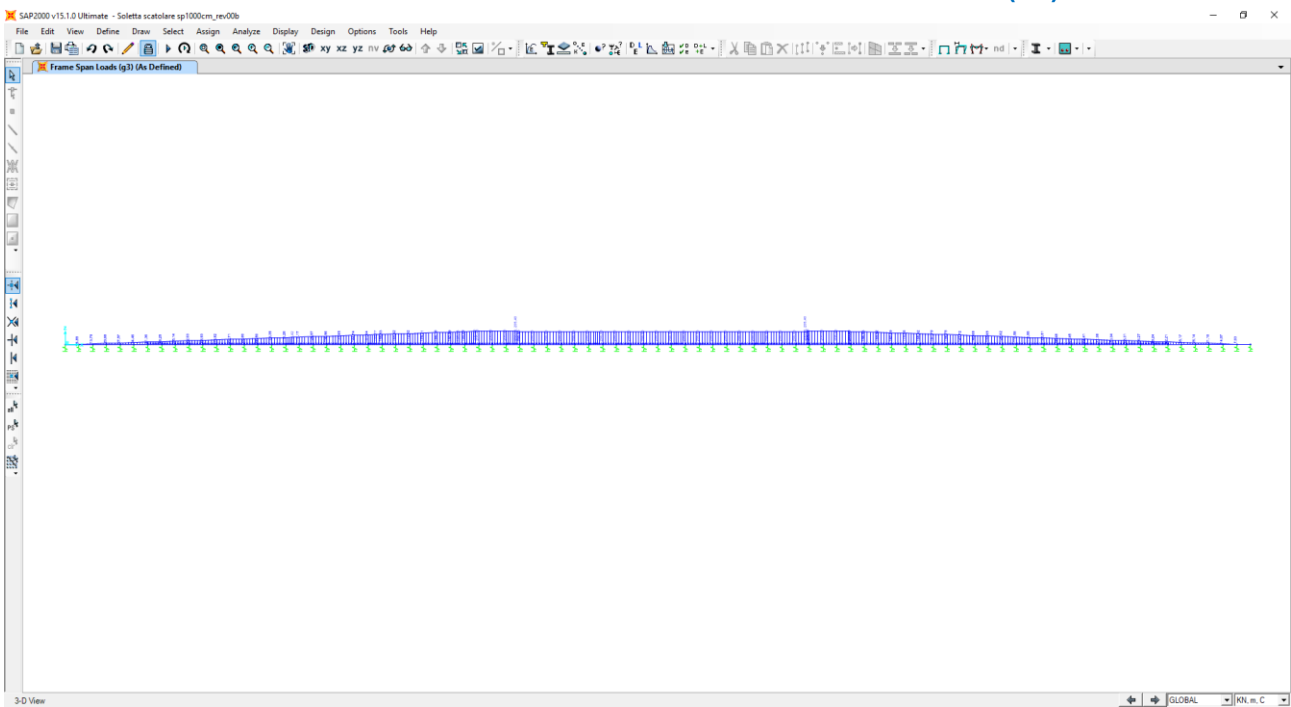
$$k_{s,h} = 15.000,00 \text{ kN/m}$$

9.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

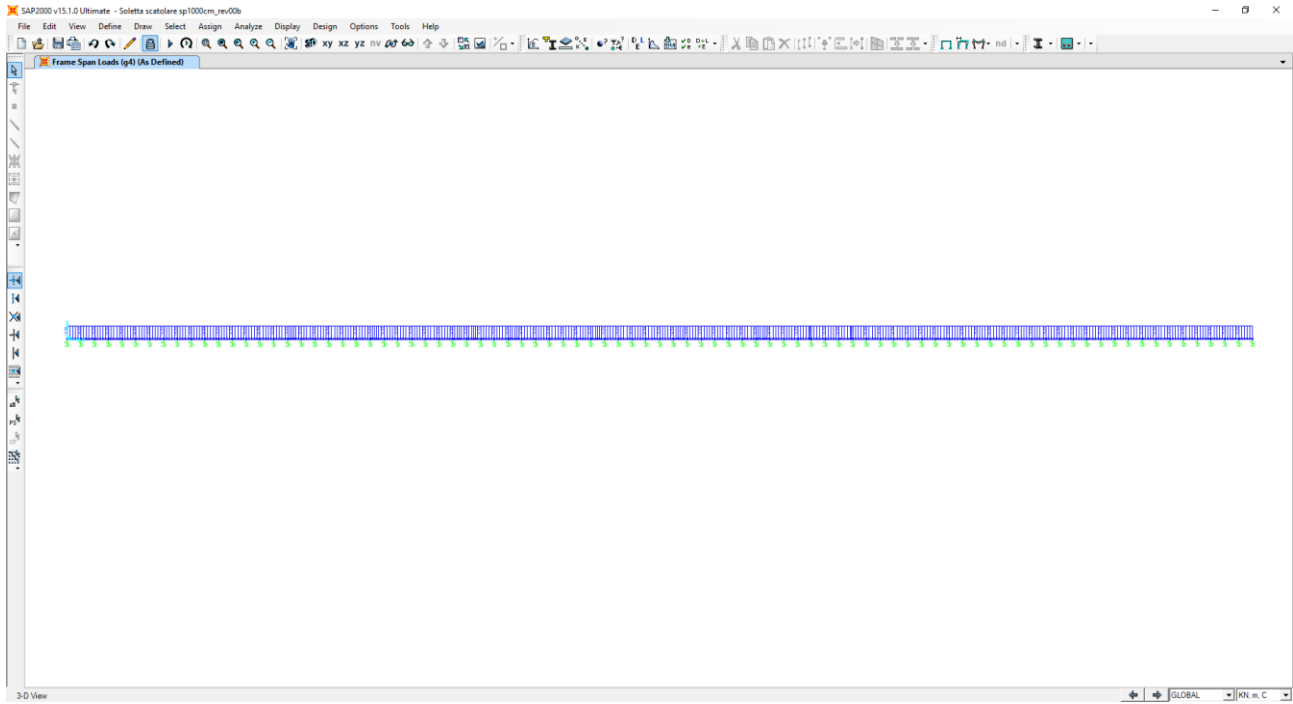
9.3.1 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)



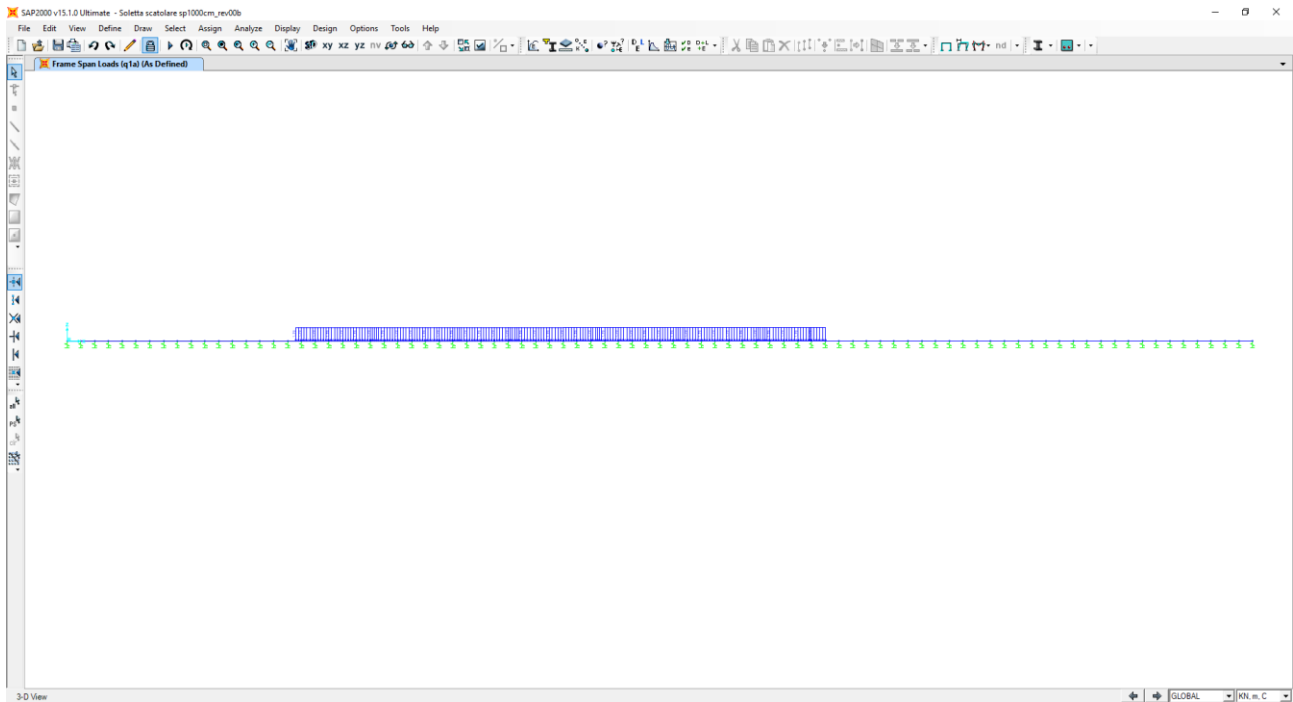
9.3.2 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO (G3)



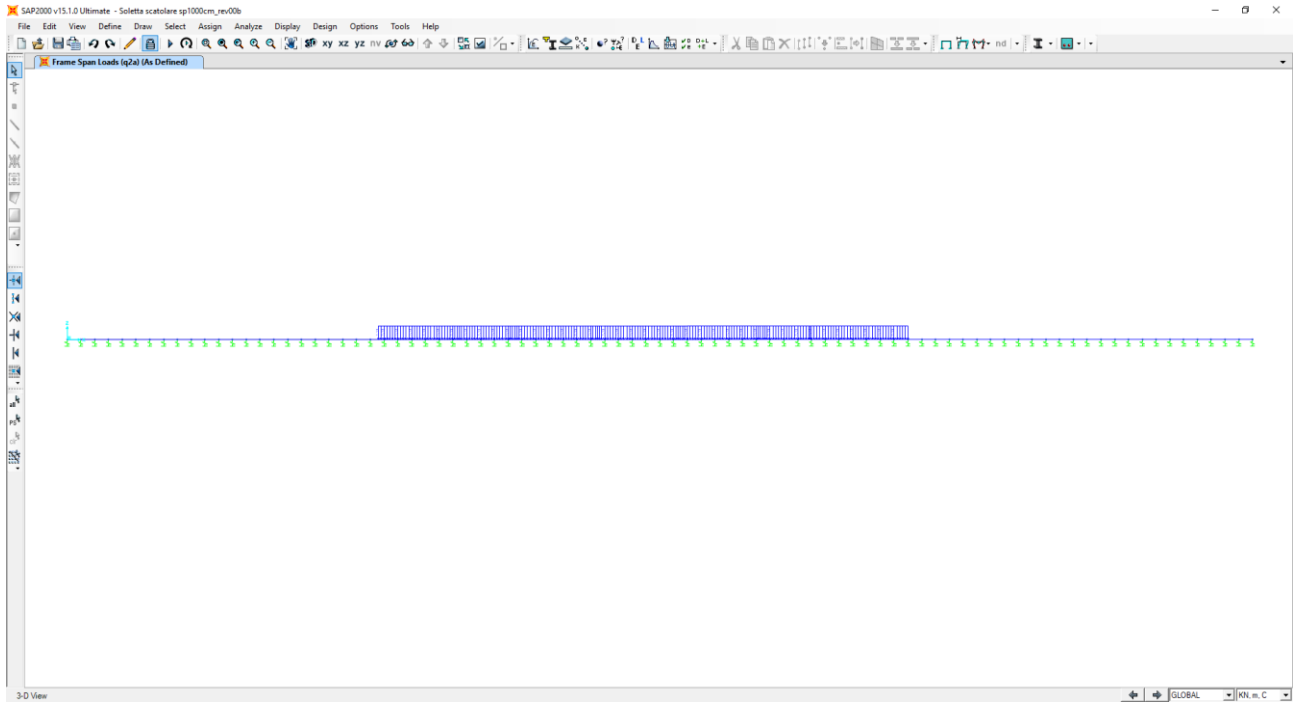
9.3.3 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DELLO SCATOLARE (G4)



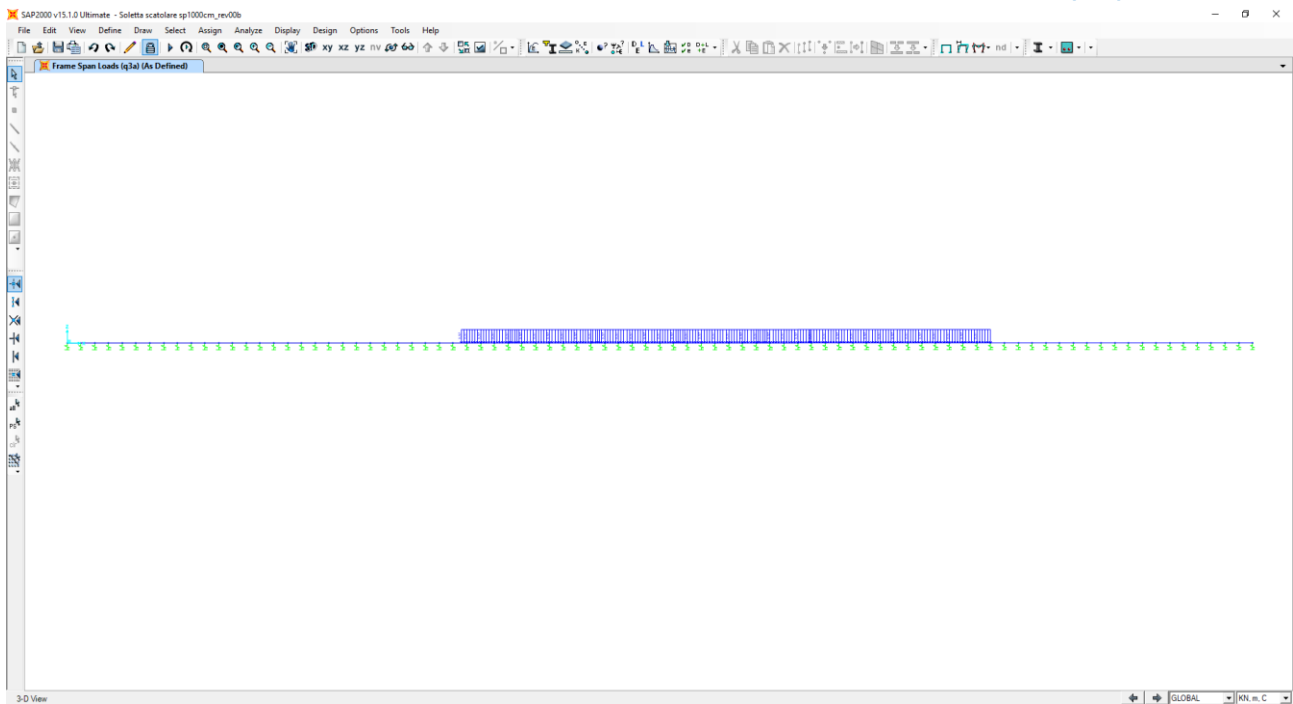
9.3.4 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.1 (Q1A)



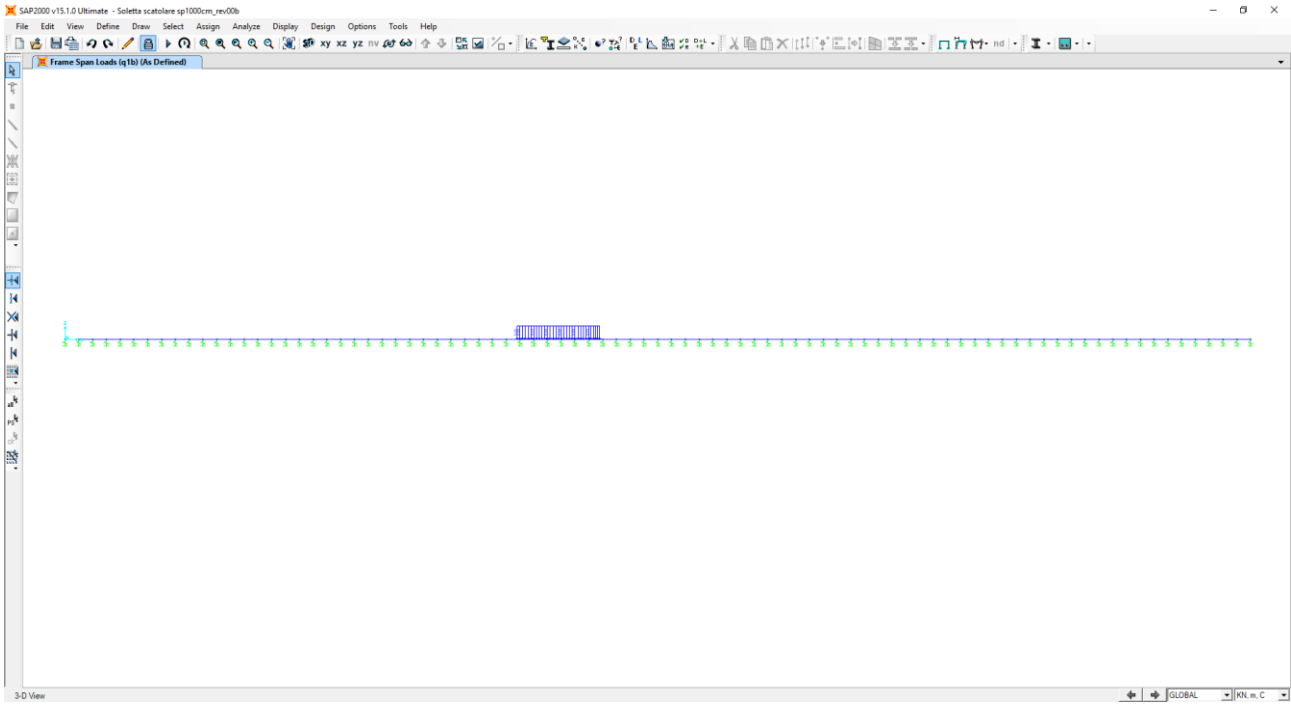
9.3.5 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.2 (Q_{2A})



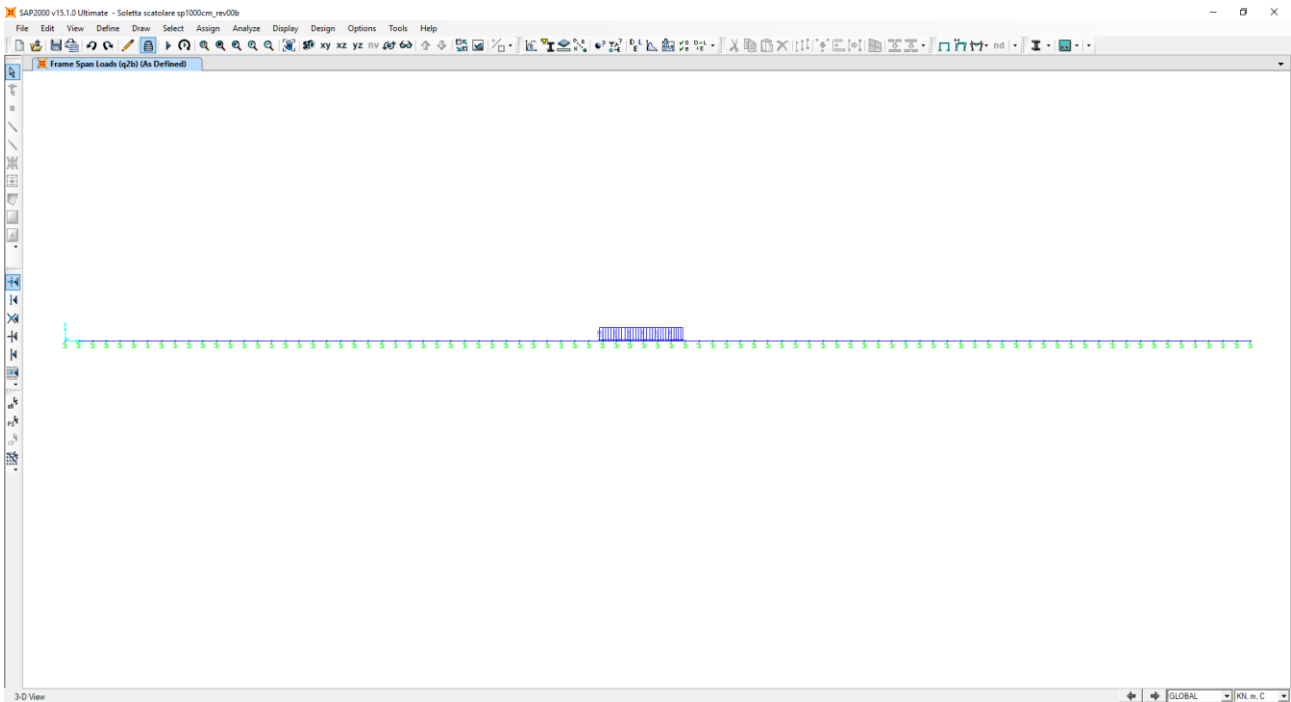
9.3.6 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.3 (Q_{3A})



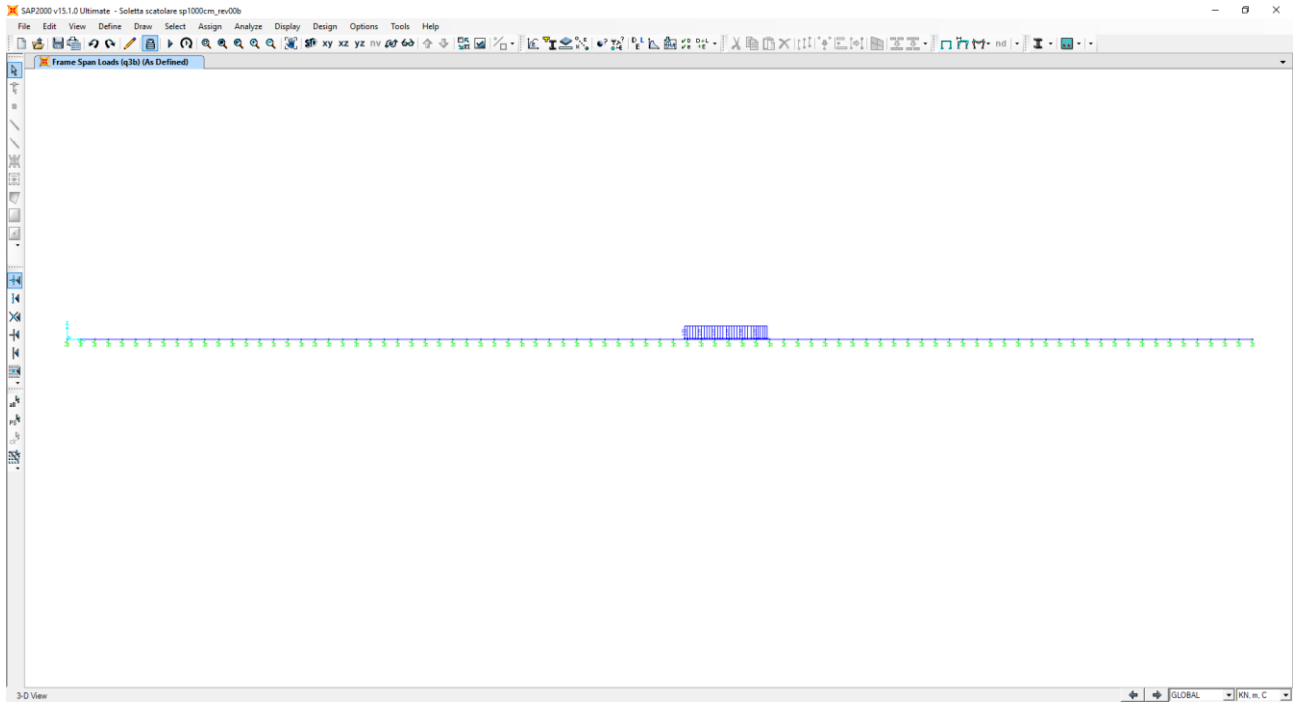
9.3.7 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.1 (Q_{1B})



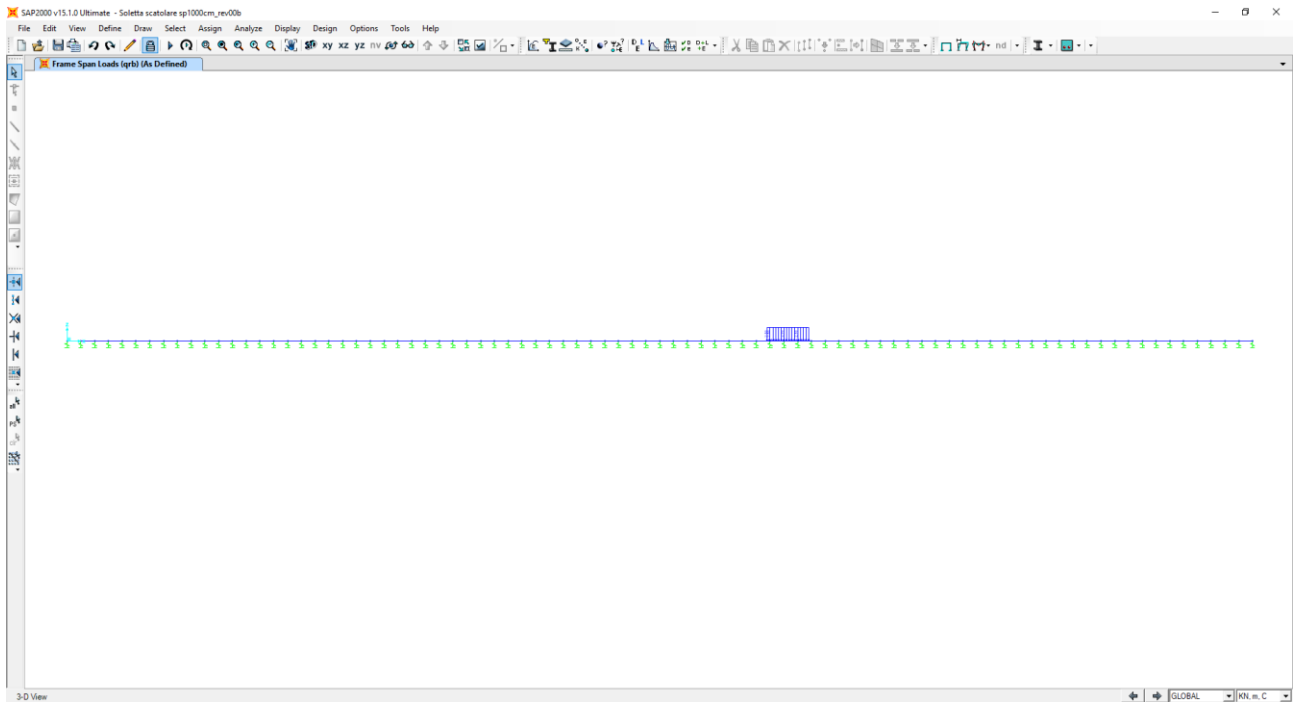
9.3.8 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.2 (Q_{2B})



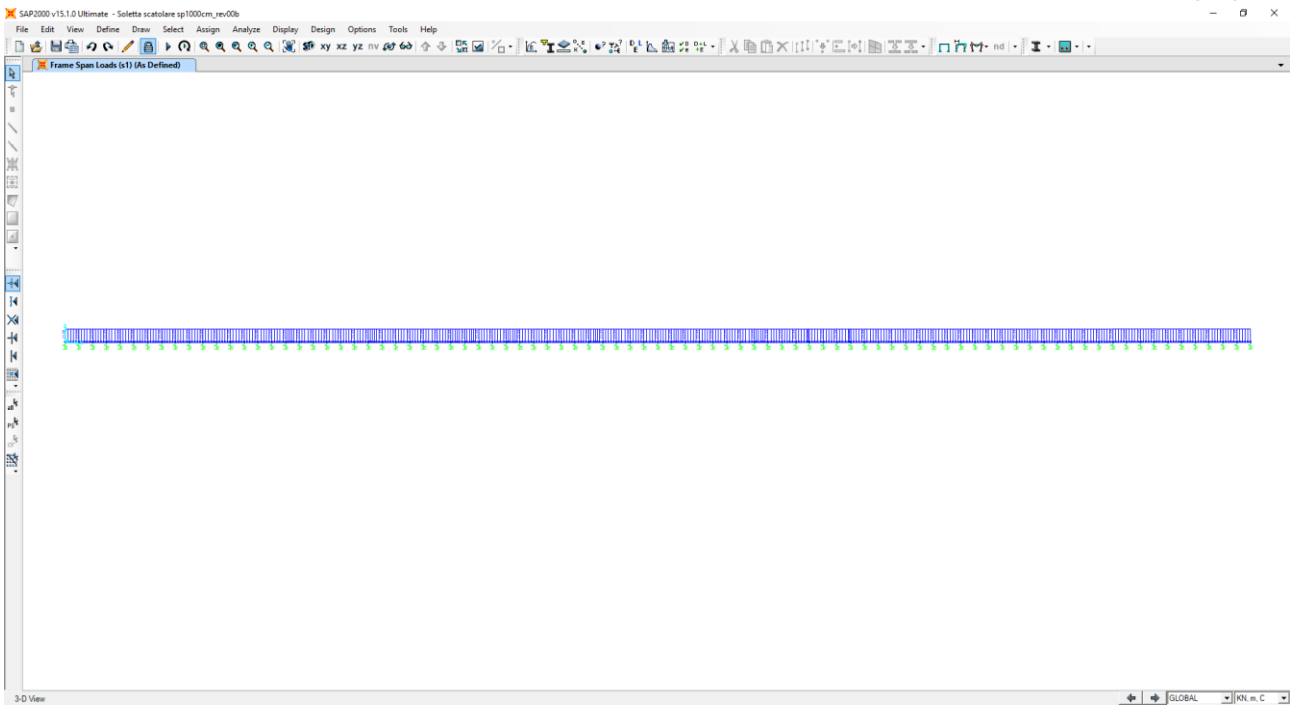
9.3.9 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.3 (Q_{3B})



9.3.10 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU ZONA RESTANTE (Q_{RB})



9.3.11 AZIONE INERZIALE VERTICALE DELL'OPERA E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S1)



9.4 COMBINAZIONI DI CARICO

9.4.1 DEFINIZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI E DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV qui di seguito riportata:

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 ^a categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Si rappresenta che ovviamente il carico da folla su marciapiedi e piste ciclabili è stato considerato ininfluenza visto che è stata calcolata una "fetta" di struttura di larghezza unitaria caricata con i carichi stradali da traffico.

L'approccio seguito per il calcolo e verifica dell'opera è l'**Approccio 2** con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3** (D.M. 17/01/2018 cap.6.4.3.1).

Nella tabella successiva sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione (γ) e partecipazione (ψ):

CARICO ELEMENTARE		Caso di analisi	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g ₁	Peso proprio degli elementi strutturali	PP	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	Carico permanente dovuto al peso della pavimentazione stradale	CP	1,50	0,80	1,00	1,00	1,00
g ₃	Carico permanente dovuto al peso del terreno di ricoprimento						
g ₄	Carico permanente dovuto al peso dello scatolare						
q _{1a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.1)	CACC	1,50	0,00	0,75	0,75	0,00
q _{2a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.2)						
q _{3a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.3)						
q _{1b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.1)						
q _{2b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.2)						
q _{3b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.3)						
q _{rb}	Carico accidentale da traffico distribuito (zona rimasta)						
s ₁	Inerzia sismica verticale dovuta alla massa della struttura ed ai carichi permanenti portati.						

9.4.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTI					
CASO DI ANALISI		PP	CP	CACC	SISMA
Q.P.01	ψ	1,00	1,00	0,00	0,00

9.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTI					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
FR.01	ψ	1,00	1,00	0,75	0,00

9.4.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
CAR.01	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

9.4.5 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.1, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STATICHE

CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
STR.01	γ	1,30	1,50	1,50	0,00
	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

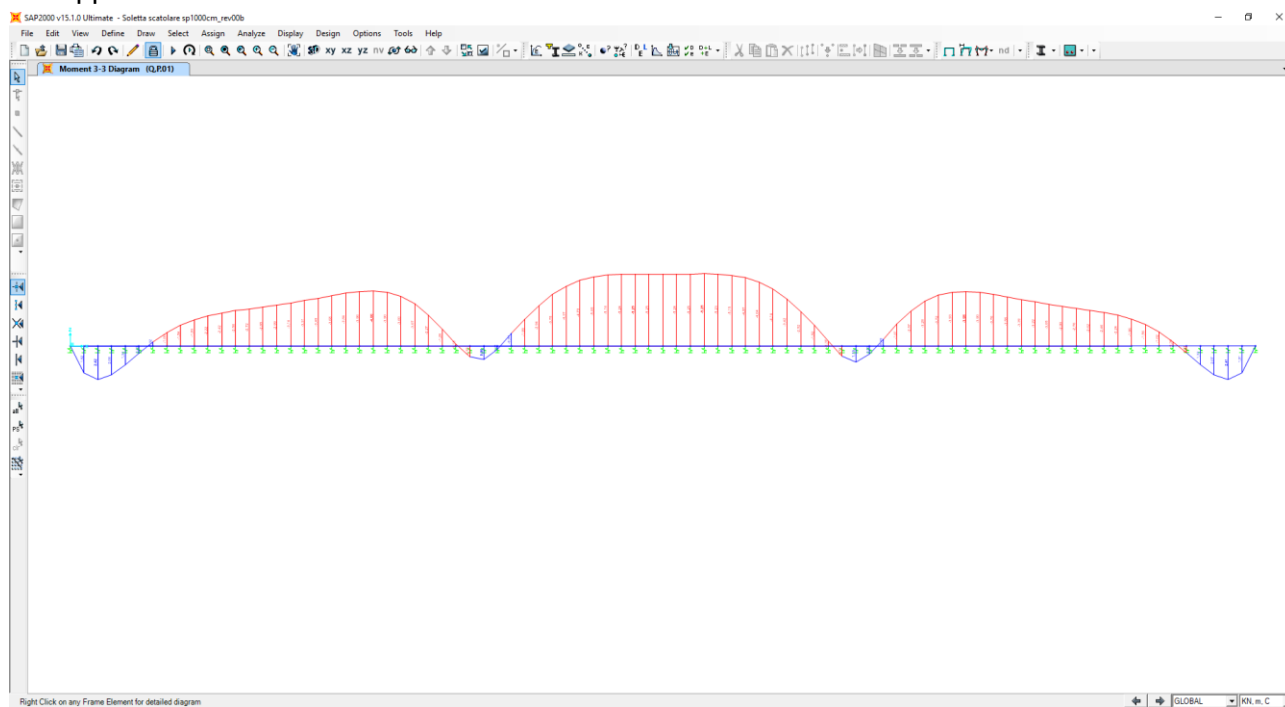
COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SSISMICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
SISMA.01	ψ	1,00	1,00	0,00	1,00

9.6 VALUTAZIONI DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nei paragrafi successivi sono riportati i diagrammi delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

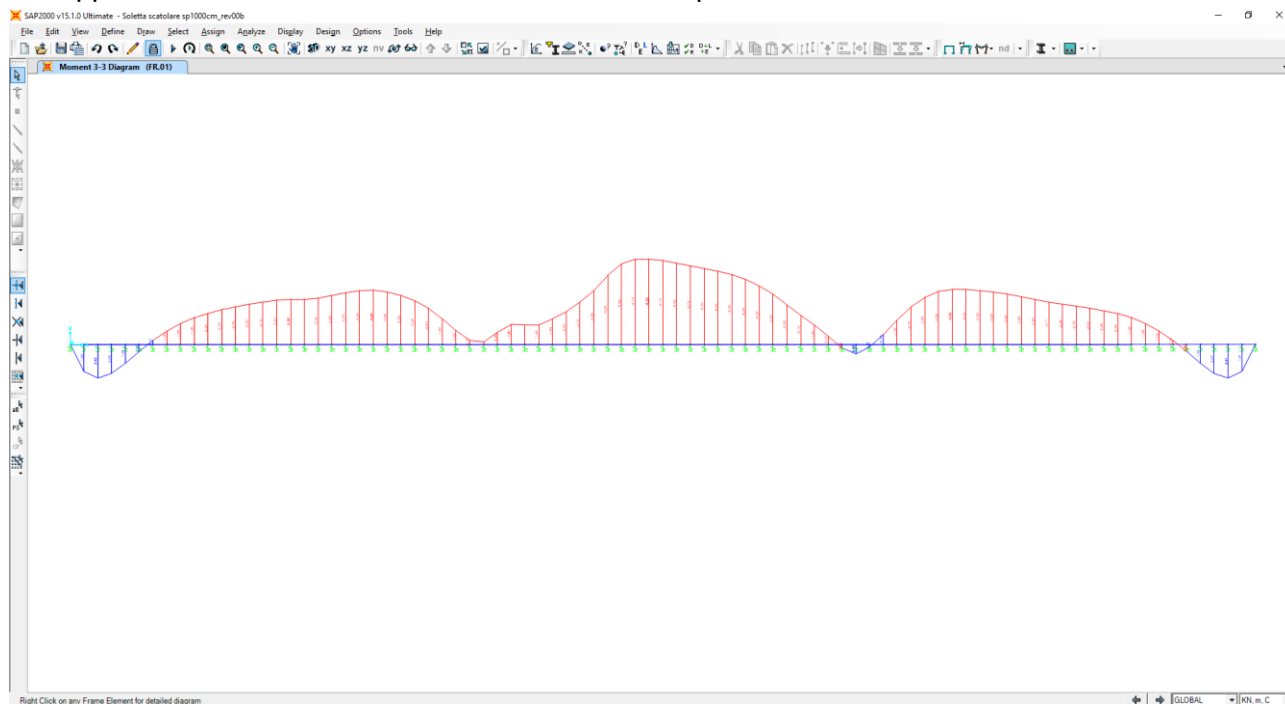
9.6.1 COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:



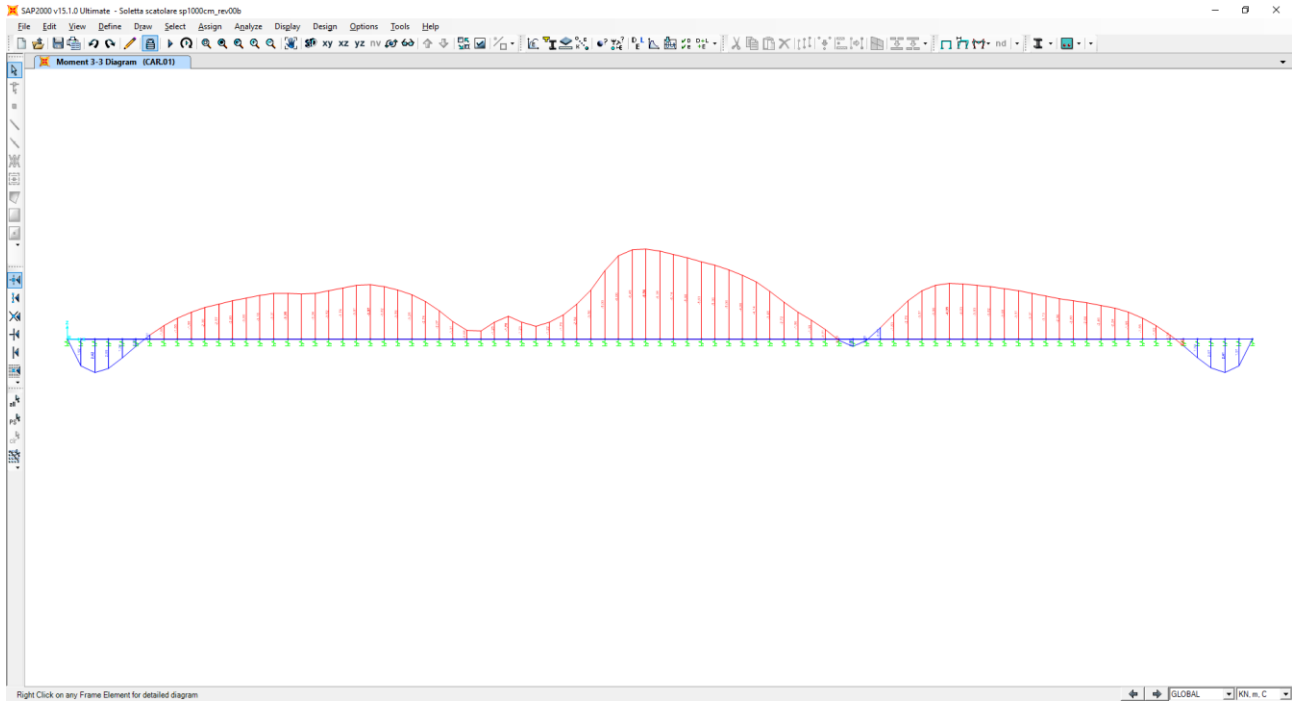
9.6.2 COMBINAZIONI SLE – FREQUENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



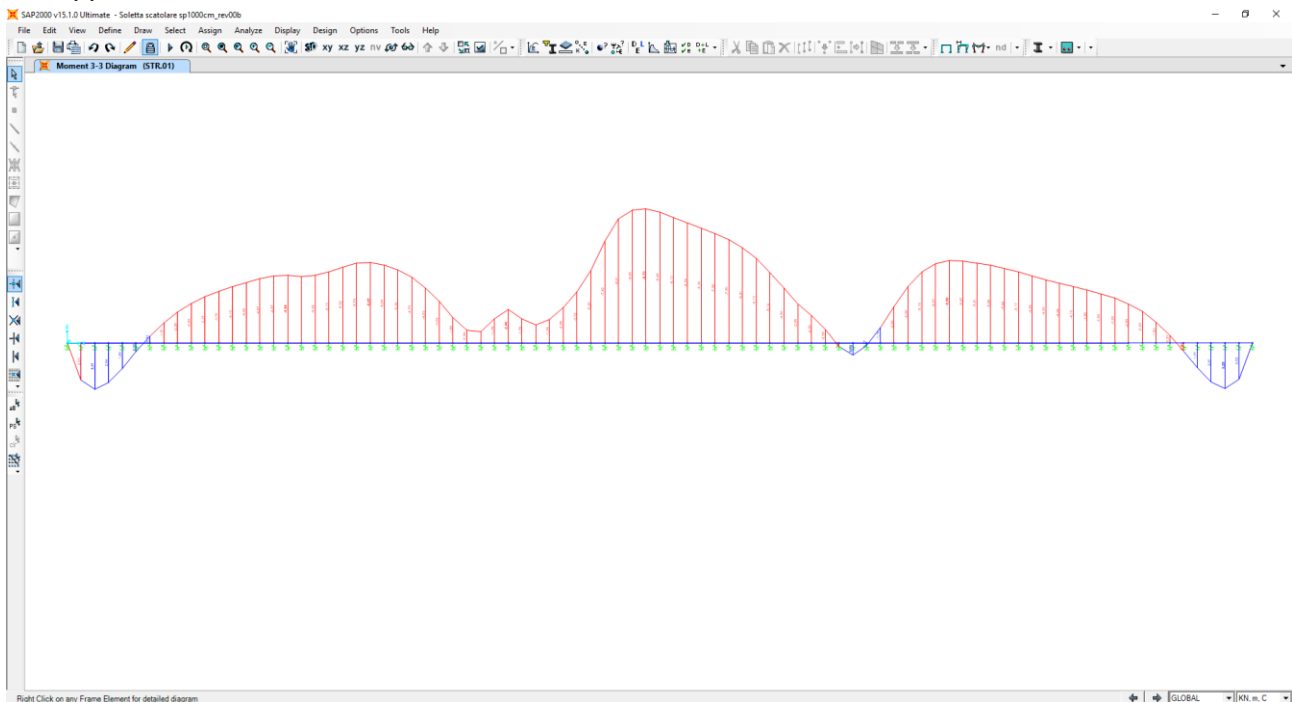
9.7 COMBINAZIONI SLE – CARATTERISTICHE

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLE – Caratteristiche:



9.7.1 COMBINAZIONI SLU

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



9.8 VERIFICHE STRUTTURALI BAULATURA

9.8.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

Le verifiche strutturali sono eseguite su una sezione rettangolare di larghezza pari a 400cm e spessore pari a 20cm.

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø12/10 esterna
- Ø12/10 interna

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm

9.8.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -5,25 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and calculation results. The 'Tipo Sezione' is set to 'Rettan.re'. The 'Metodo di calcolo' is set to 'S.L.U.-'. The 'Metodo n' is selected. The 'Verifica' button is visible, and the 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	400	20	1	45,24	4,4
			2	45,25	15,6

Materiali

Material	Value	Unit
B450C	67,5	%
C25/30	2	%
ϵ_{su}	391,3	N/mm²
ϵ_{cu}	3,5	%
f_{yd}	200,000	N/mm²
f_{cd}	14,17	N/mm²
E_s/E_c	15	
f_{cc}/f_{cd}	0,8	
ϵ_{syd}	1,957	%
$\sigma_{c,adm}$	255	N/mm²
τ_{co}	0,6	
τ_{c1}	1,829	
σ_c	-0,314	N/mm²
σ_s	8,61	N/mm²
ϵ_s	0,04305	%
d	15,6	cm
x	5,516	x/d
x/d	0,3536	
δ	0,882	

Input Parameters:

- N° strati barre: 2
- Metodo n: S.L.U.
- P.to applicazione N: Centro
- Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Metodo di calcolo: S.L.U.-
- N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,31 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 8,61 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.8.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.01**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -6,21$ kN/m.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output fields for a reinforced concrete section verification.

Input Parameters:

- Section Type:** Rettan.re (selected)
- Section Dimensions:** b [cm] = 400, h [cm] = 20, d [cm] = 15,6
- Reinforcement:** N* strati barre = 2, As [cm²] = 45,24
- Applied Moment:** M_{Ed} = -6,21 kNm
- Material:** B450C (steel), C25/30 (concrete)

Calculation Results:

- Stress:** $\sigma_c = -0,3714$ N/mm², $\sigma_s = 10,18$ N/mm²
- Strain:** $\epsilon_s = 0,05092$ ‰
- Other Parameters:** $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $E_s = 200.000$ N/mm², $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $\epsilon_{s/E_c} = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c1} = 1,829$

The interface also includes a 'Verifica' button and a 'Precompresso' checkbox.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,37 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 10,18 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.8.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.1**.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -6,54 \text{ kNm}$.

Materiali

Proprietà	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	14,17
ϵ_{s}/ϵ_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
τ_{c1}		1,829

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,39 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 10,73 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.8.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	8,61	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	12	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	10,18	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	12	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

9.8.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -9,72 \text{ kN/m}$.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	400	20	1	45,24	4,4
			2	45,25	15,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -9,72 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

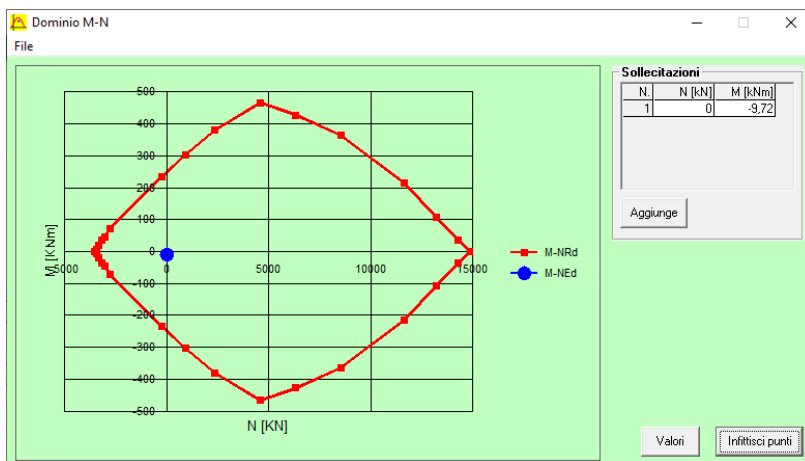
M_{xRd} -249,4 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 9,517 ‰
 d 15,6 cm
 x 4,195 x/d 0,2689
 δ 0,7761

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -249,40 \text{ kN/m} > M_{Sd} = -9,72 \text{ kN/m}$$

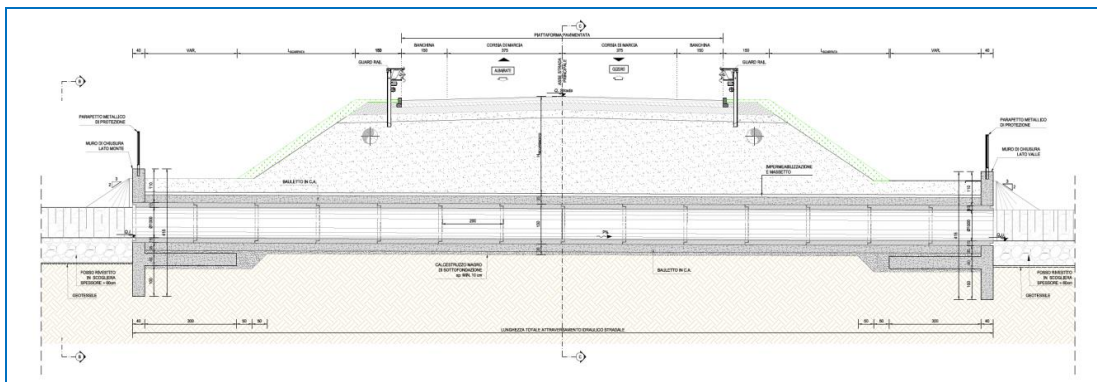
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10 ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI CIRCOLARI Ø1000 - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=30CM

Nel seguente capitolo si riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali della baulatura lungo la direzione longitudinale dei tombini circolari aventi dimensioni Ø1000 e spessore di ricoprimento pari a 30cm.



10.1 ANALISI DEI CARICHI

10.1.1 SINTESI DELLE DIMENSIONI DELLO SCATOLARE DI CALCOLO

Qui di seguito si riporta la sintesi delle dimensioni degli elementi dello scatolare e del relativo modello.

DIMENSIONI ELEMENTARI DELLO SCATOLARE	CARATTERISTICHE		
Spessore soletta superiore	sp soletta sup. =	25,00	[cm]
Altezza piedritti	h piedritti =	130,00	[cm]
Spessore piedritti	sp piedritti =	25,00	[cm]
Spessore soletta inferiore	sp soletta inf. =	25,00	[cm]
Luce interna dello scatolare	Luce interna =	130,00	[cm]

10.1.2 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

10.1.2.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO (G1)

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (beam).

Tale carico nel modello è definito come "g1"

10.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

10.1.3.1 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto, a favore di sicurezza, pari a $\gamma_{pav} = 24,0 \text{ kN/m}^3$.

Tale peso per unità di volume è associato a tutti gli strati legati del pacchetto e quindi all'usura al binder e alla base, mentre per quel che attiene il misto cementato e il misto granulare di fondazione questo è stato assimilato (anche nei calcoli della diffusione del carico accidentale con angolo pari a 30°) al terreno da rilevato (associando quindi a questo elemento un peso per unità di volume pari a 20kN/mc).

Lo spessore medio complessivo di tali strati pavimentati è assunto pari a **23 cm**.

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE		VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO	
Peso per unità di superficie della pavimentazione (carico g2)	spessore =	23,00	[cm]	$p_{pavimentazione \text{ reale}} = 5,52$ [kN/m ²]
Valore arrotondato effettivamente applicato al modello per tenere conto anche delle successive ricariche di bitume				$p_{pavimentazione} = 7,00$ [kN/m ²]

Tale carico nel modello è definito come "g2"

10.1.3.2 PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO SULLA SOLETTA SUPERIORE (G3)

Il peso per unità di volume del terreno di ricoprimento, comprensivo degli eventuali strati di misto cementato e misto granulare della fondazione del pacchetto pavimentato, è assunto pari a $\gamma_{\text{terreno}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

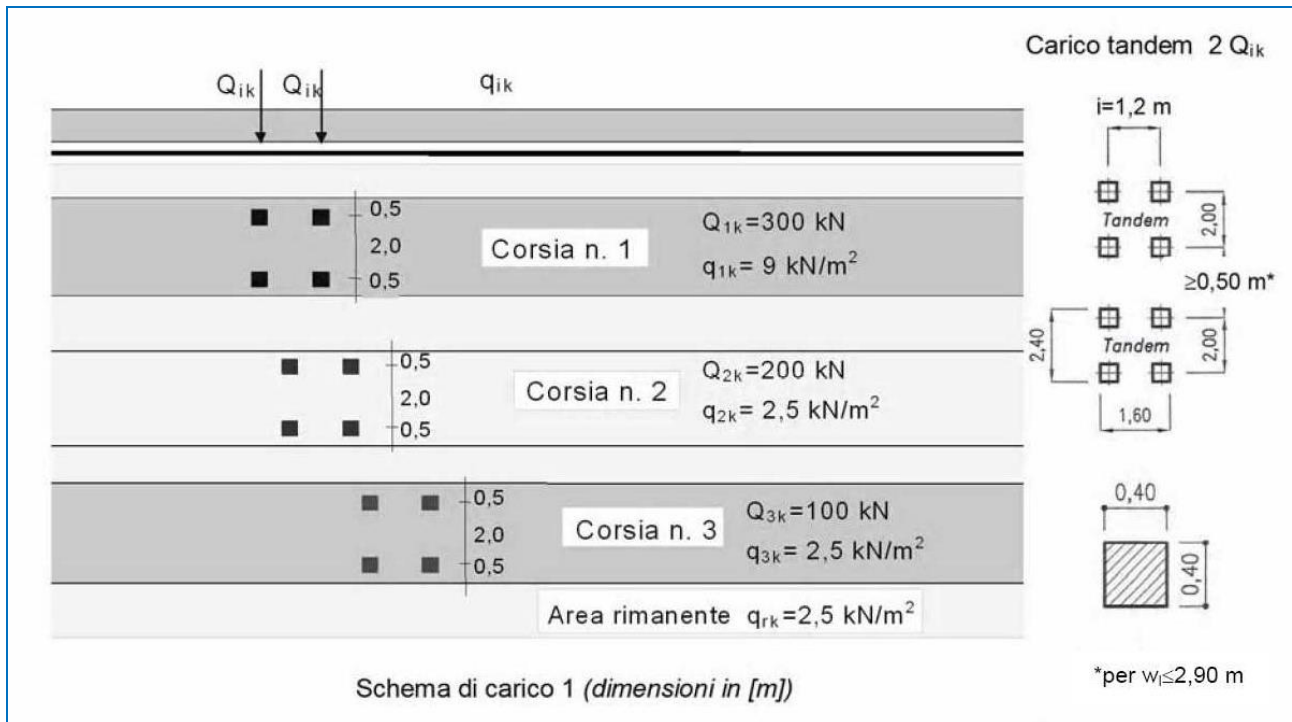
Lo spessore medio dello strato di ricoprimento al di sotto della pavimentazione stradale risulta pari a 30 cm mentre risulta variabile ai lati esterni della stessa.

Tale carico nel modello è definito come "g3"

10.1.4 CARICHI ACCIDENTALI

10.1.4.1 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO AGENTI SULLA SOLETTA DI COPERTURA (Q1A, Q2A, Q3A)

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 5.1.3.3.5 e riportato nell'immagine seguente:



I carichi accidentali da traffico sono disposti su corsie convenzionali di larghezza w_1 sulla superficie carrabile ed il massimo numero intero possibile di tali corsie su di essa sono indicati in tab.5.1.I del DM 17.01.2018.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Nel caso in oggetto la carreggiata è larga **10,75m** per cui:

- $w = 10,75\text{m}$
- $w_1 = 3,00\text{m}$
- $n_1 = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(10,75/3) = 3$

Quindi la larghezza della zona rimanente risulta pari a:

$$L_{\text{rim}} = w - 3,00 \cdot n_1 = 10,75 - 3,00 \cdot 3 = 1,75\text{m}$$

Nei calcoli è stato preso in esame lo schema di carico n.1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie larga 3,00 m e lunga 2,20 m così come previsto al capitolo C5.1.3.3.7.1 della Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida).

I carichi concentrati sono stati diffusi fino alla linea media della soletta superiore secondo i seguenti angoli:

- pavimentazione stradale: 45°
- terreno di ricoprimento: 30°
- soletta di copertura in cemento armato: 45°

Tale procedura risulta conforme a quanto previsto al capitolo 5.1.3.3.6 "Strutture secondarie di Impalcato" del D.M. 17/01/2018 Introducendo esclusivamente un angolo di diffusione ridotto, tipico di tutti i testi scientifici e comunque conforme a quanto previsto nella Circolare al capitolo C5.1.3.3.7.1, per il terreno interposto tra estradosso soletta e intradosso pavimentazione.

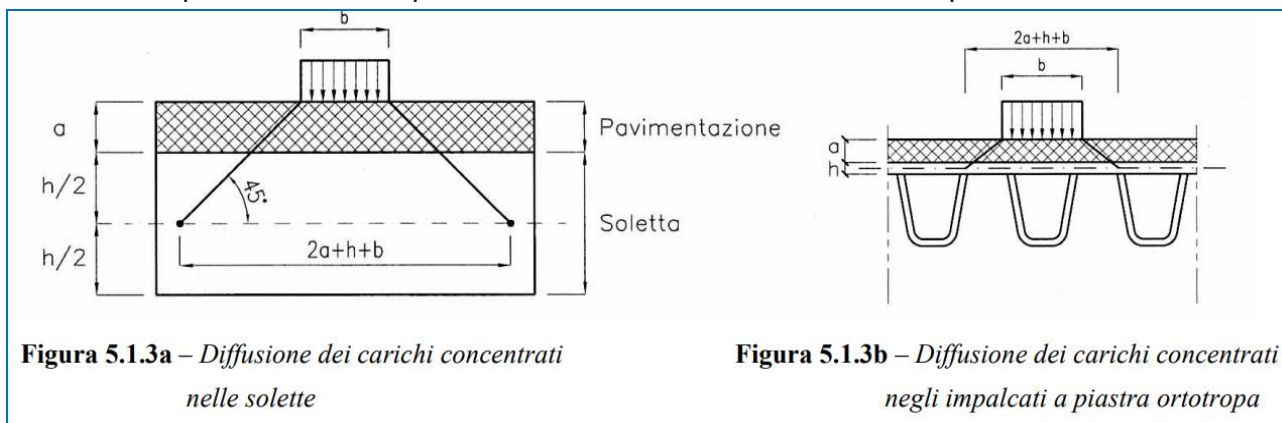
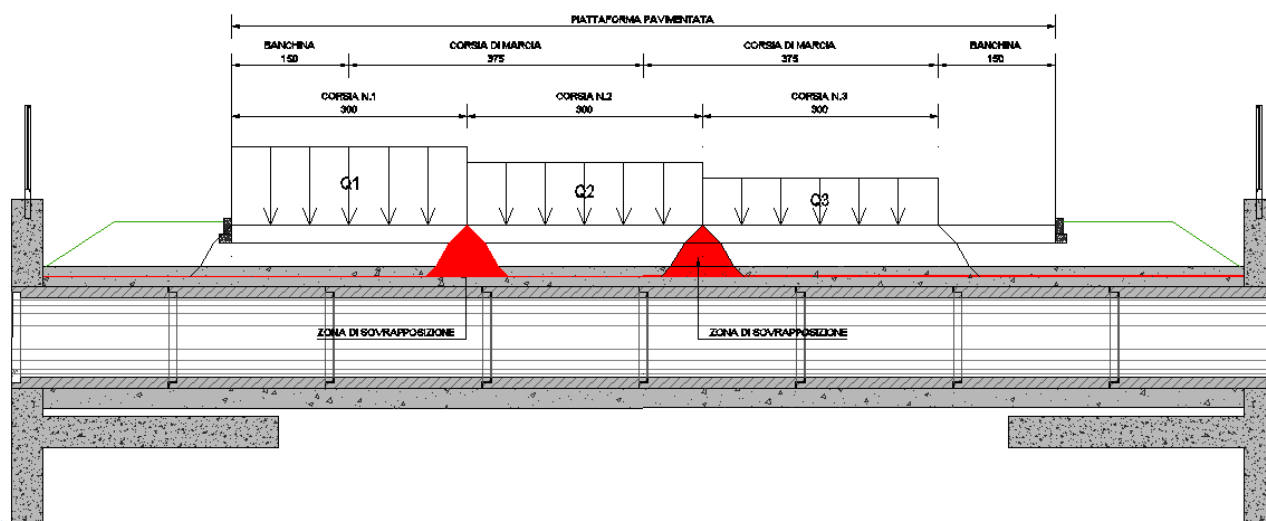


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcato a piastra ortotropa

Conseguentemente i carichi tandem sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti risultano diffusi come segue:



Carico Q1a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_k	600,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	90,91	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	0,30	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta superiore	h_3	0,25	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	3,26	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	4,06	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	1,06	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	45,42	[kN/m ²]

Carico Q2a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_k	400,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	60,61	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	0,30	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta superiore	h_3	0,25	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	3,26	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	4,06	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	1,06	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	30,28	[kN/m ²]

Carico Q3a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_k	200,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	30,30	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	0,30	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta superiore	h_3	0,25	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	3,26	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	4,06	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	1,06	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	15,14	[kN/m ²]

Tali carichi nel modello sono definiti come "q1a, q2a, q3a".

I carichi distribuiti q_{ik} vengono considerati agenti sull'intera copertura con valore di calcolo pari a:

$q_{1b} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.1;

$q_{2b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.2;

$q_{3b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.3;

$q_{rb} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla zona rimanente.

Per i carichi distribuiti q_{ik} non si tiene in conto a favore di sicurezza alcuna distribuzione.

Tali carichi nel modello sono definiti come "q1b, q2b, q3b, qrb".

10.2 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.12 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.12), trattandosi di un'opera secondaria ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

10.2.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE (S1)

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno sovrastante sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche complessive sismiche	a_g (PGA) =	0,050	[-----]	$Y_{calcestruzzo}$	25,00	[kN/mc]
	S_s =	1,50	[-----]	S_T =	1,00	[-----]
	k_h	0,08	[-----]	K_v	0,04	[-----]
Inerzia ricoprimento	Area ricoprimento	0,54	[mq]	s_1 =	1,34	[kN/mq]
Inerzia sismica opera	Area opera	1,00	[mq]			

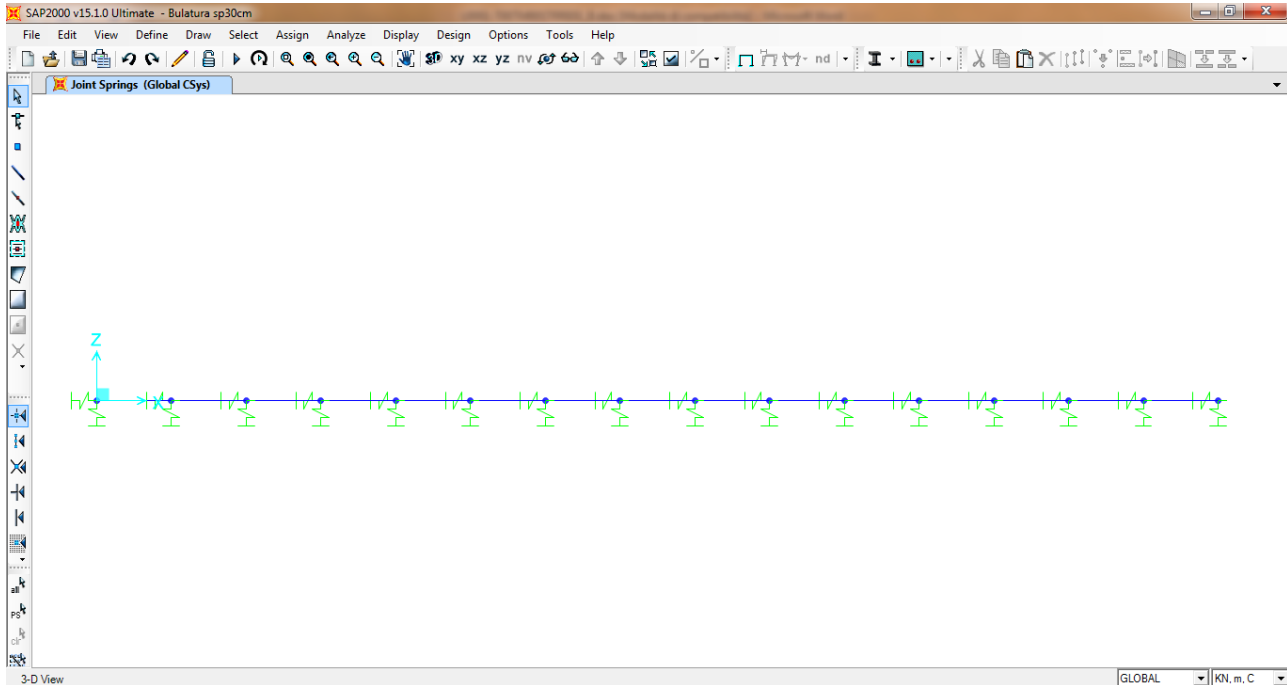
Tale carico nel modello è definito come "s1".

10.3 MODELLO DI CALCOLO

10.3.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).

Gli elementi strutturali sono stato modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam”.



L’interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidezza. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3.$$

Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,h} = 7.500,00 \text{ kN/m}^3.$$

Nel modello le molle elastiche saranno applicate ai nodi presenti sugli elementi beam.

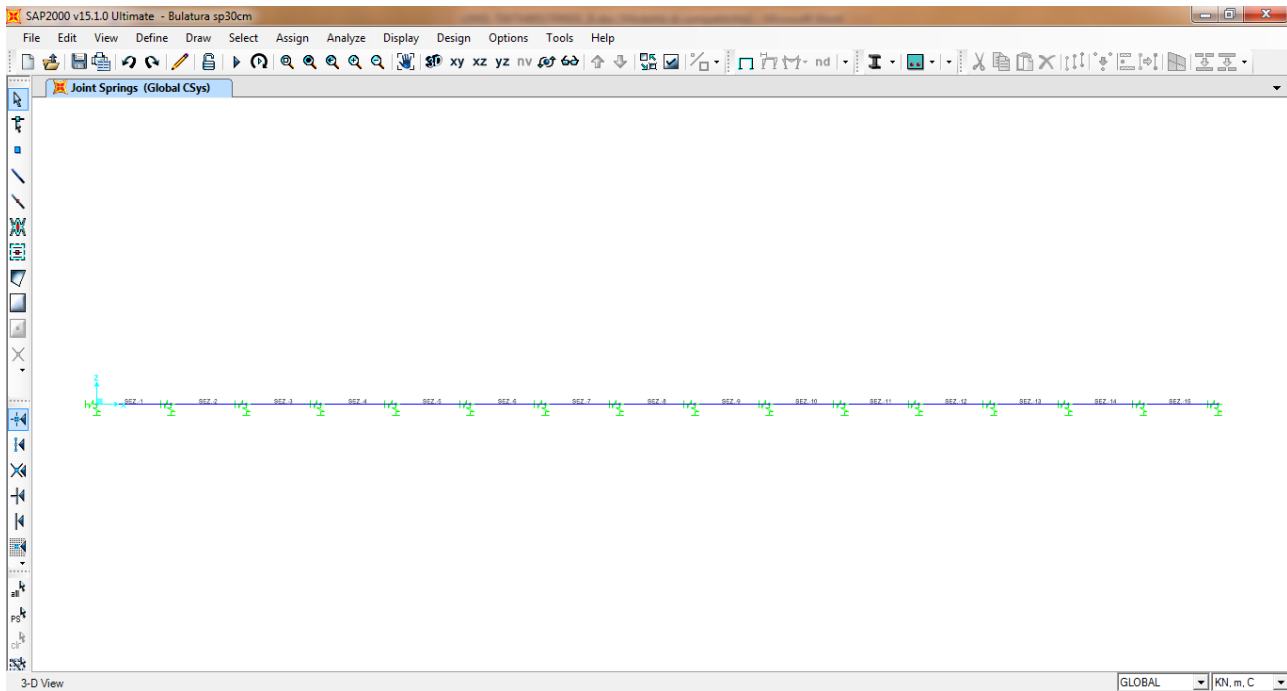
Considerando la larghezza della fondazione pari a 1,30m ed una suddivisione dell’opera in segmenti pari ad 1,00m avremo che il valore da associare è pari a:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3 \times 1,30\text{m} \times 1,00\text{m} = 19.500,00 \text{ kN/m}$$

$$k_{s,v} = 9.750,00 \text{ kN/m}$$

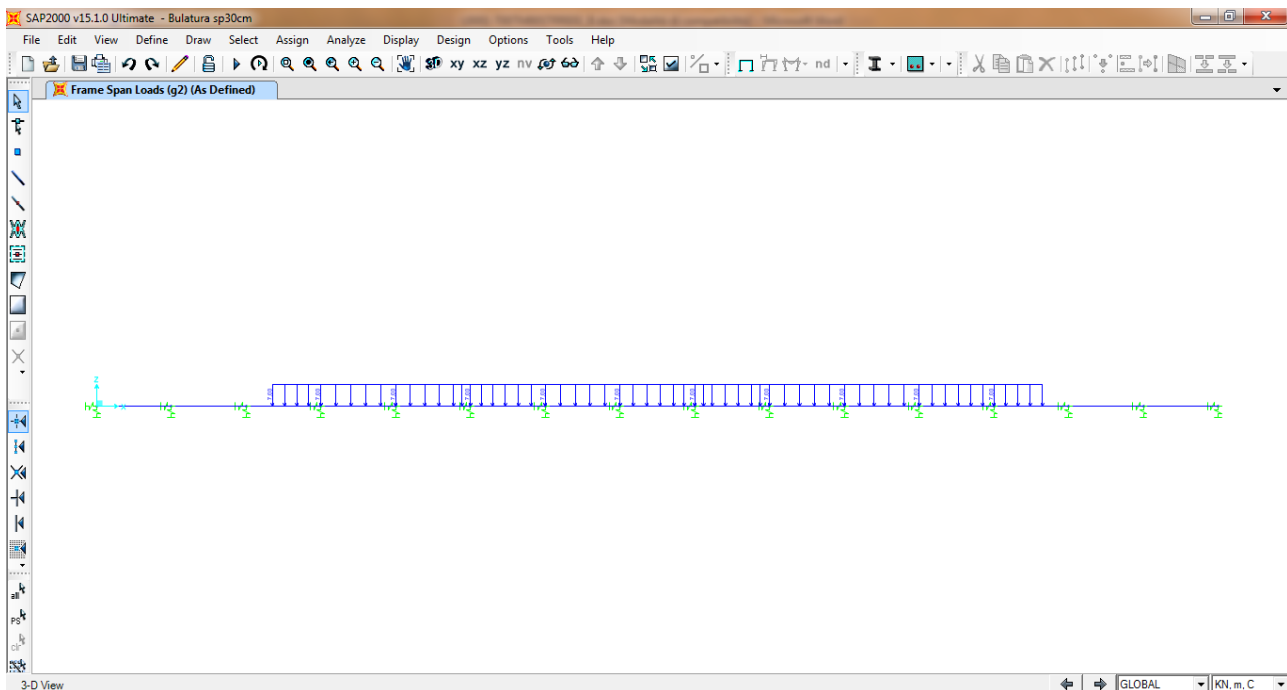
10.4 IDENTIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI E DEI NODI DEL MODELLO DI CALCOLO

Nell'immagine successiva è riportata l'identificazione dei differenti elementi strutturali:

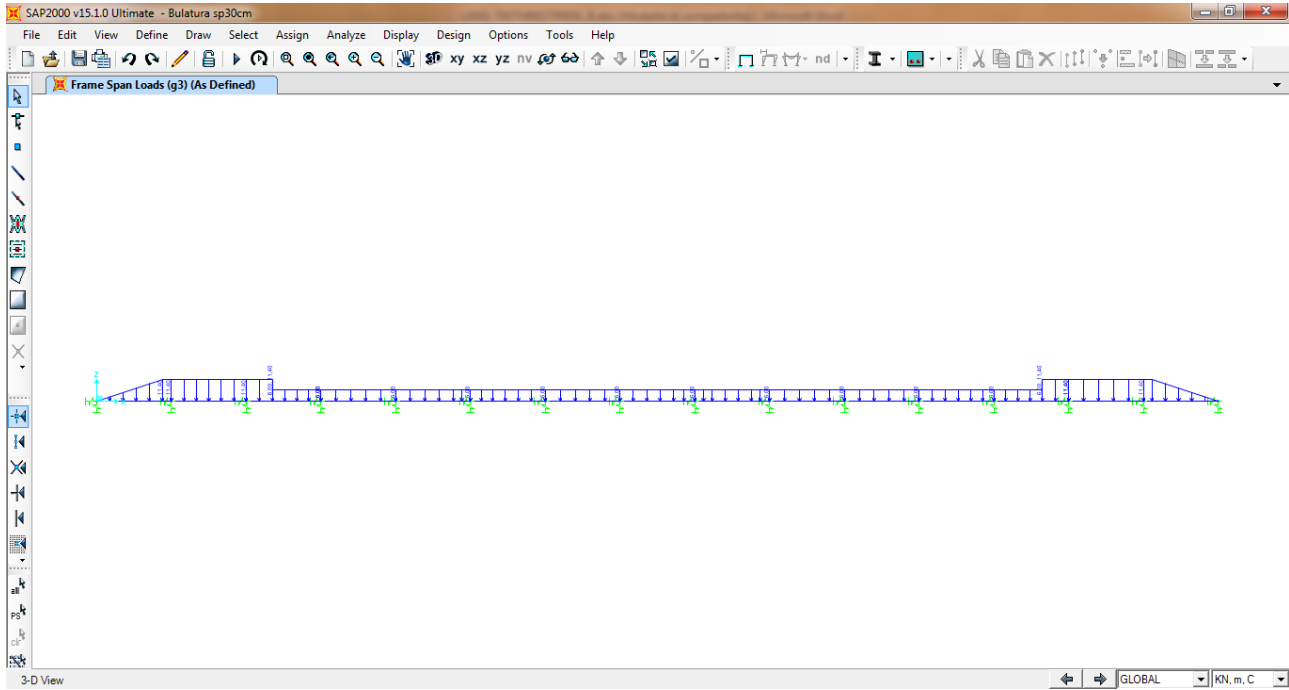


10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

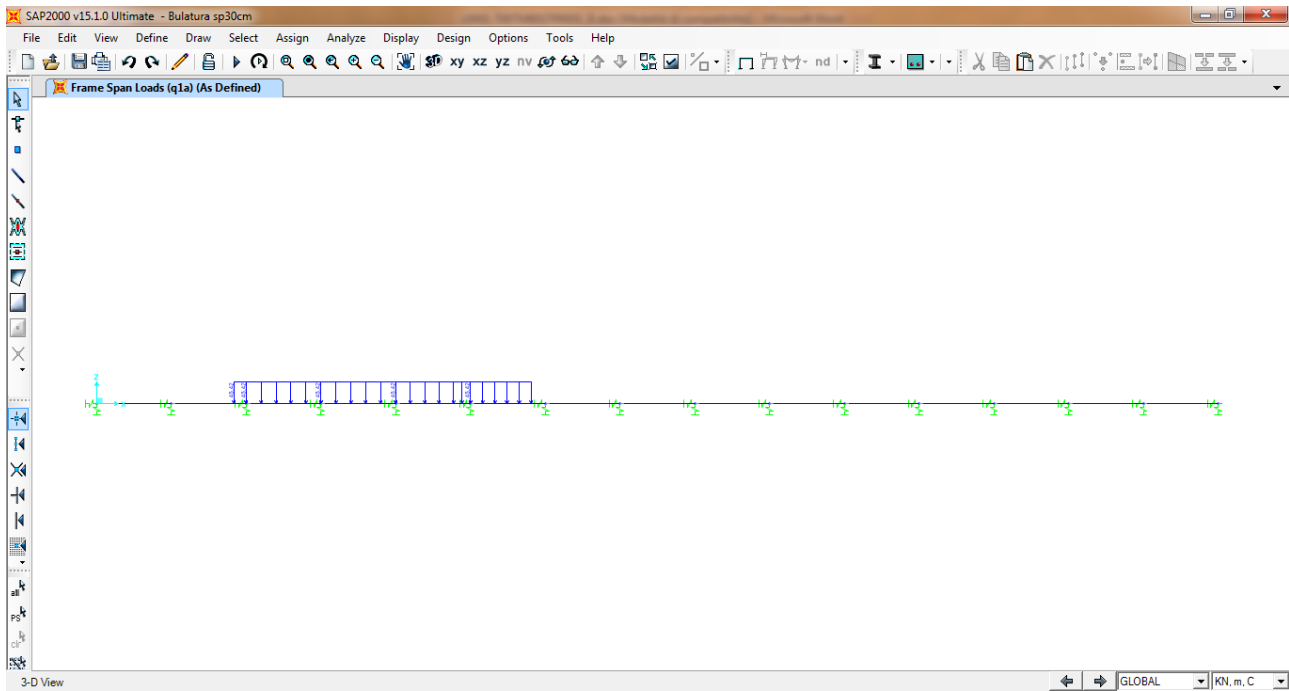
10.5.1 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)



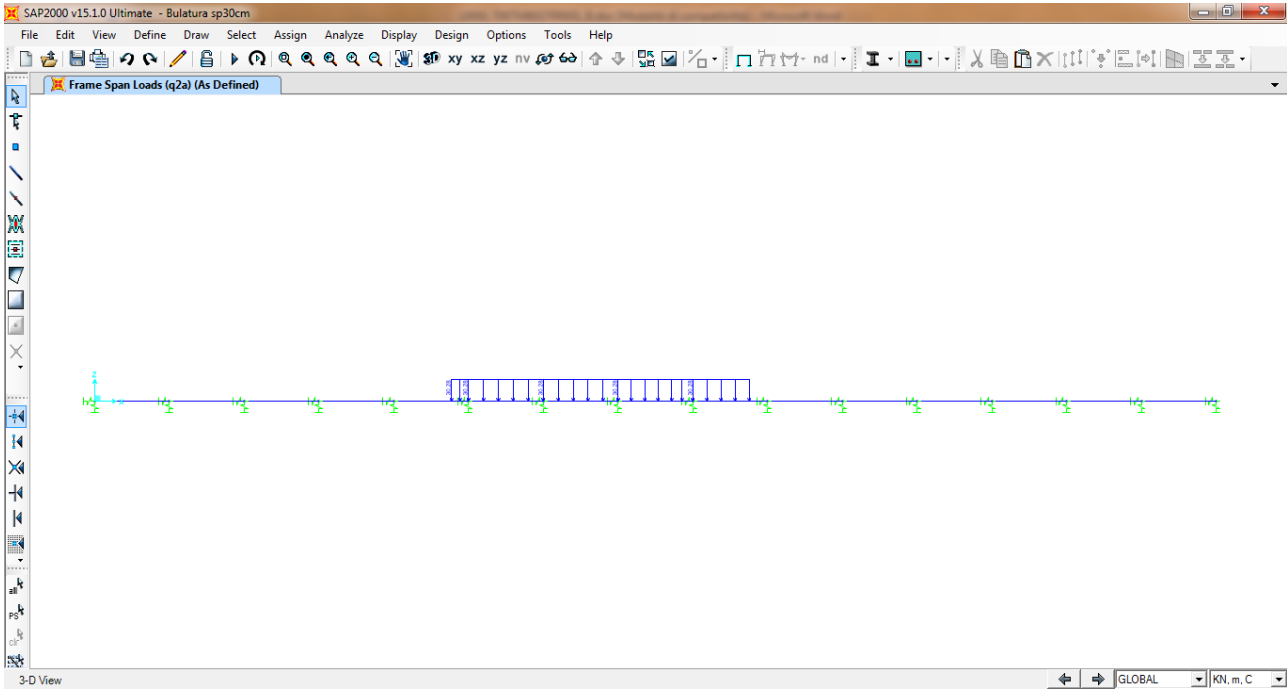
10.5.2 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO (G3)



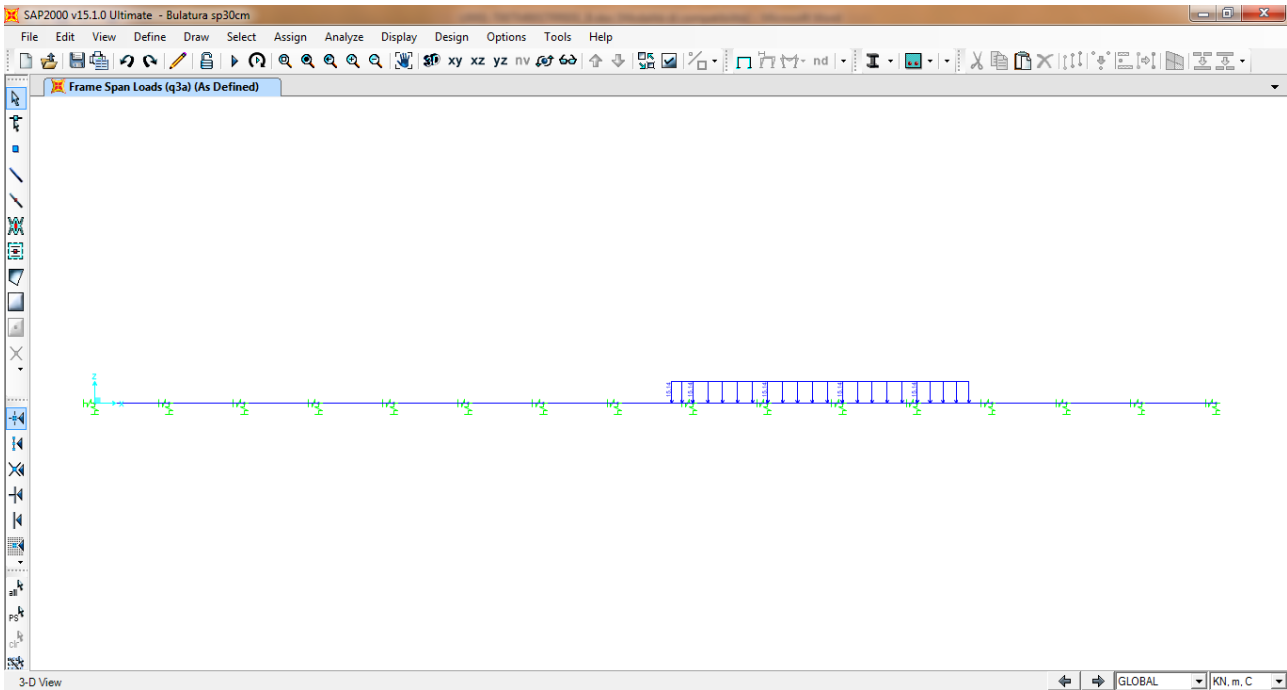
10.5.3 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.1 (Q1A)



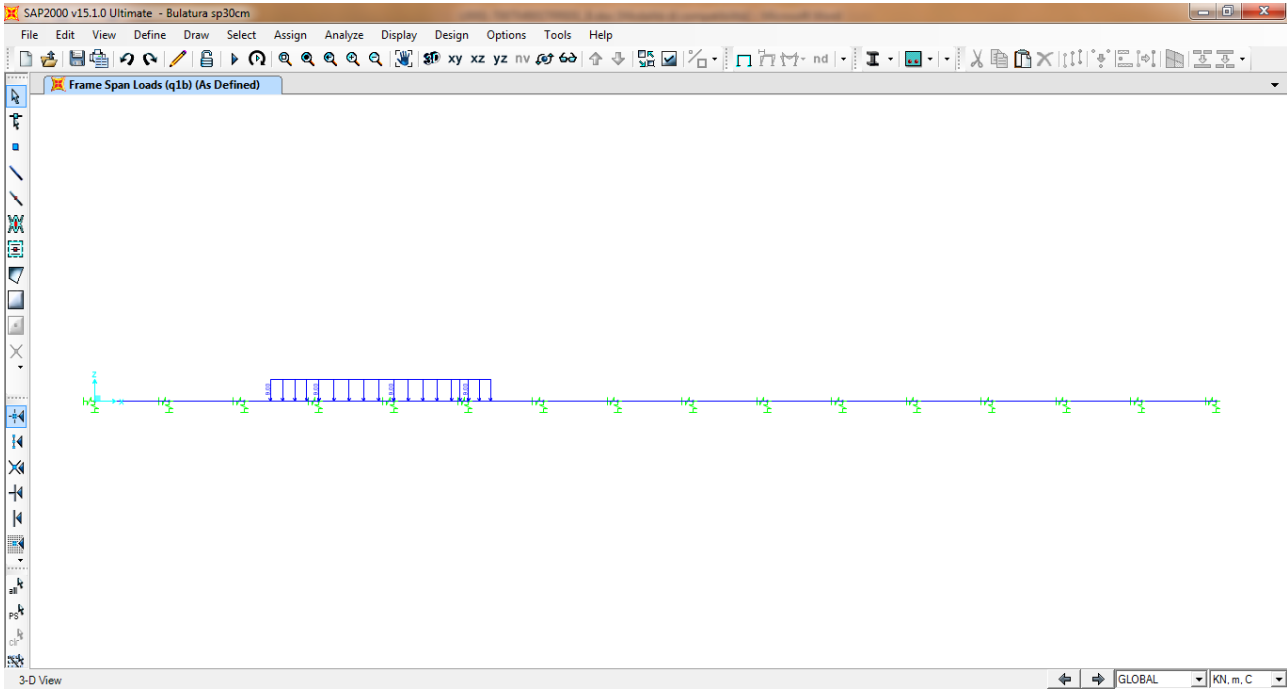
10.5.4 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.2 (Q_{2A})



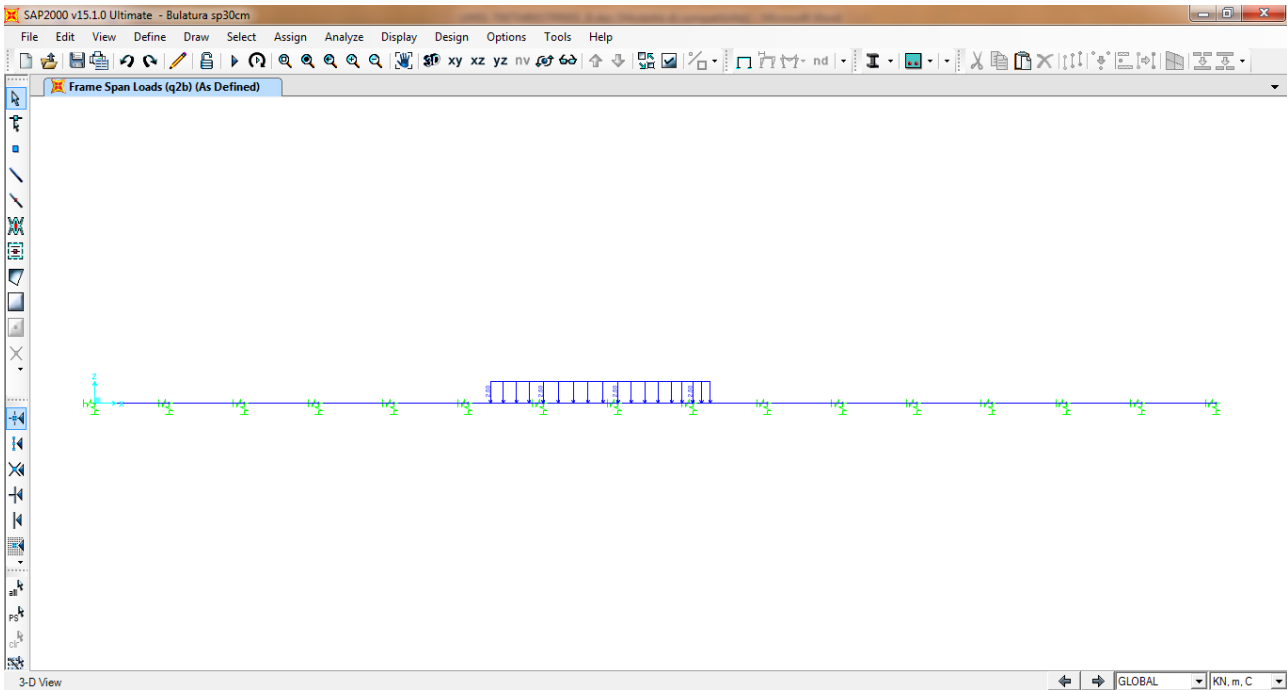
10.5.5 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.3 (Q_{3A})



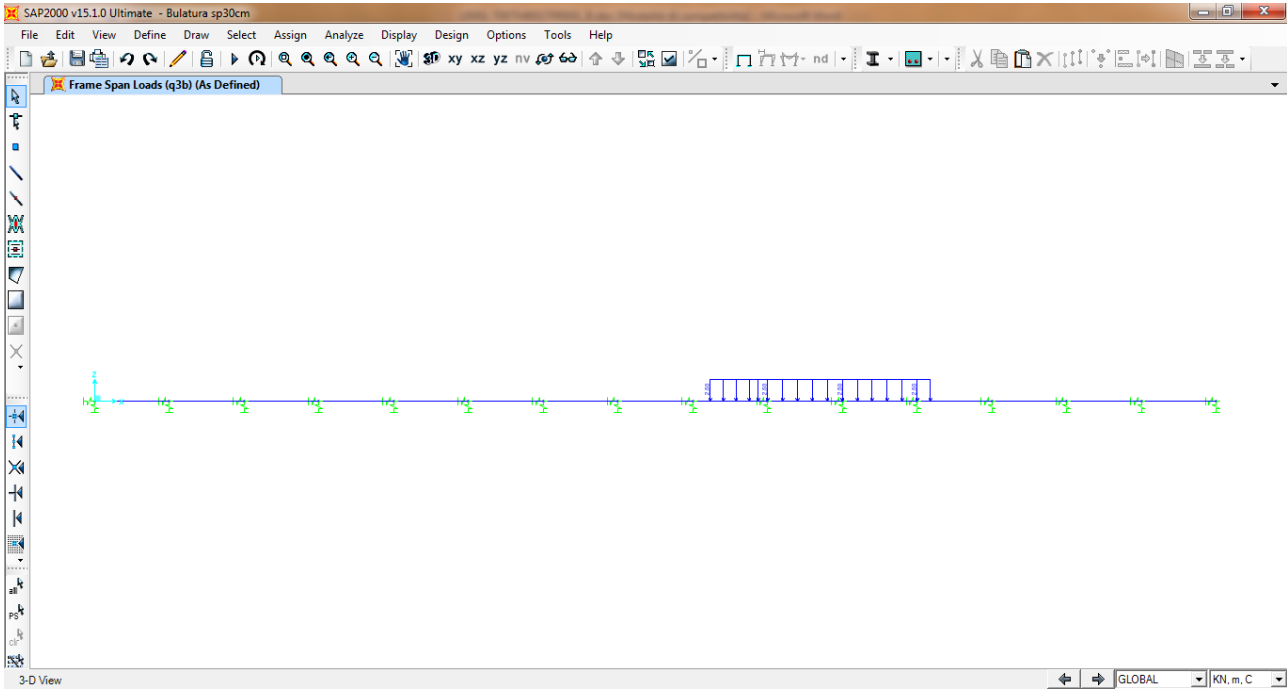
10.5.6 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.1 (Q_{1B})



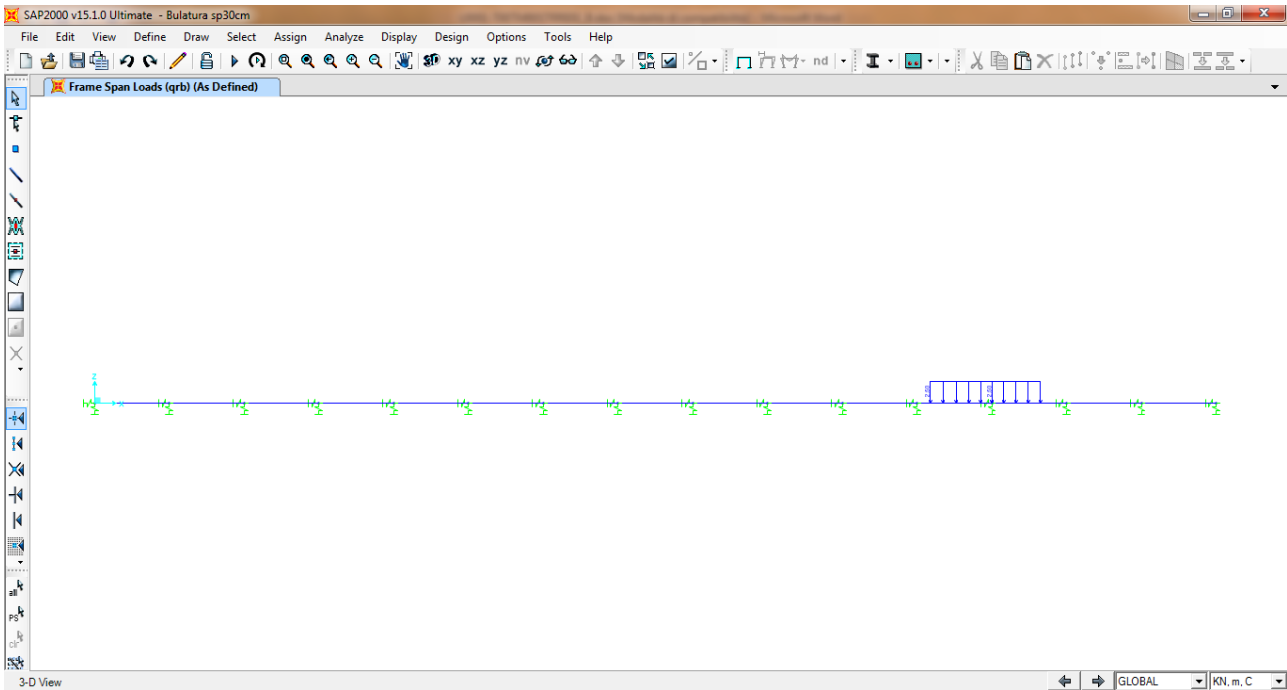
10.5.7 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.2 (Q_{2B})



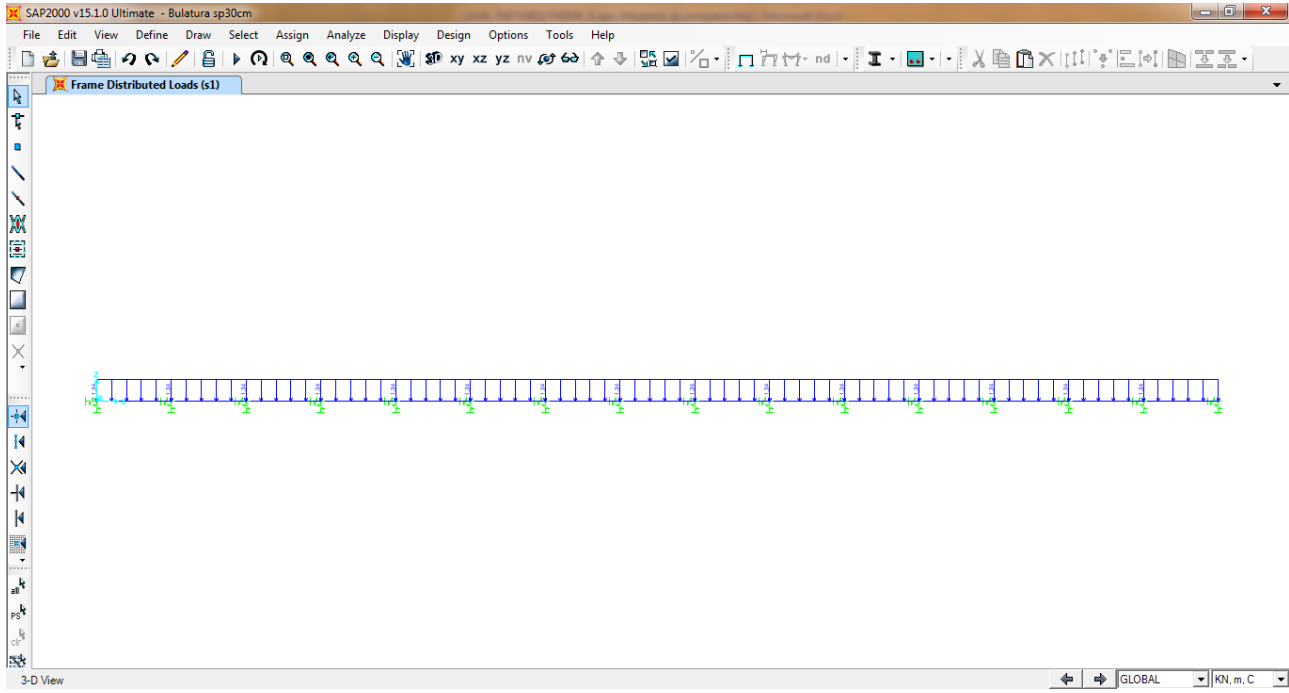
10.5.8 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.3 (Q_{3B})



10.5.9 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU ZONA RESTANTE (Q_{RB})



10.5.10 AZIONE INERZIALE VERTICALE DELL'OPERA E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S1)



10.6 COMBINAZIONI DI CARICO

10.6.1 DEFINIZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI E DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV qui di seguito riportata:

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 ^a categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Si rappresenta che ovviamente il carico da folla su marciapiedi e piste ciclabili è stato considerato ininfluenza visto che è stata calcolata una "fetta" di struttura di larghezza unitaria caricata con i carichi stradali da traffico.

L'approccio seguito per il calcolo e verifica dell'opera è l'**Approccio 2** con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3** (D.M. 17/01/2018 cap.6.4.3.1).

Nella tabella successiva sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione (γ) e partecipazione (ψ):

CARICO ELEMENTARE		Caso di analisi	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g ₁	Peso proprio degli elementi strutturali	PP	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	Carico permanente dovuto al peso della pavimentazione stradale	CP	1,50	0,80	1,00	1,00	1,00
g ₃	Carico permanente dovuto al peso del terreno di ricoprimento						
q _{1a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.1)	CACC	1,50	0,00	0,75	0,75	0,00
q _{2a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.2)						
q _{3a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.3)						
q _{1b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.1)						
q _{2b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.2)						
q _{3b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.3)						
q _{rb}	Carico accidentale da traffico distribuito (zona rimasta)						
q _{rb}	Carico accidentale da traffico distribuito (zona rimasta)						
s ₁	Inerzia sismica verticale dovuta alla massa della struttura ed ai carichi permanenti portati.	SISMA	1,00	1,00	-	-	-

10.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTI					
CASO DI ANALISI		PP	CP	CACC	SISMA
Q.P.01	ψ	1,00	1,00	0,00	0,00

10.6.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTI					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
FR.01	ψ	1,00	1,00	0,75	0,00

10.6.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
CAR.01	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

10.6.5 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.1, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STATICHE

CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
STR.01	γ	1,30	1,50	1,50	0,00
	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

10.7 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

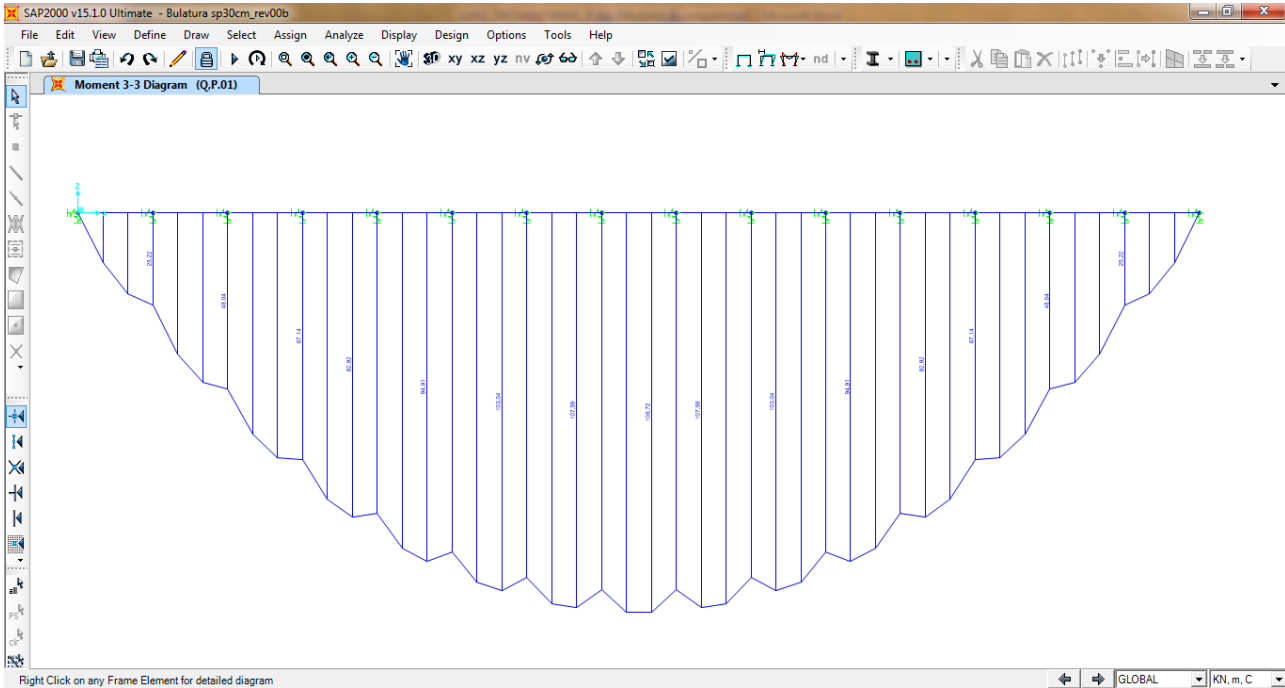
COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SSISMICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
SISMA.01	Ψ	1,00	1,00	0,00	1,00

10.8 VALUTAZIONI DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nei paragrafi successivi sono riportati i diagrammi delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

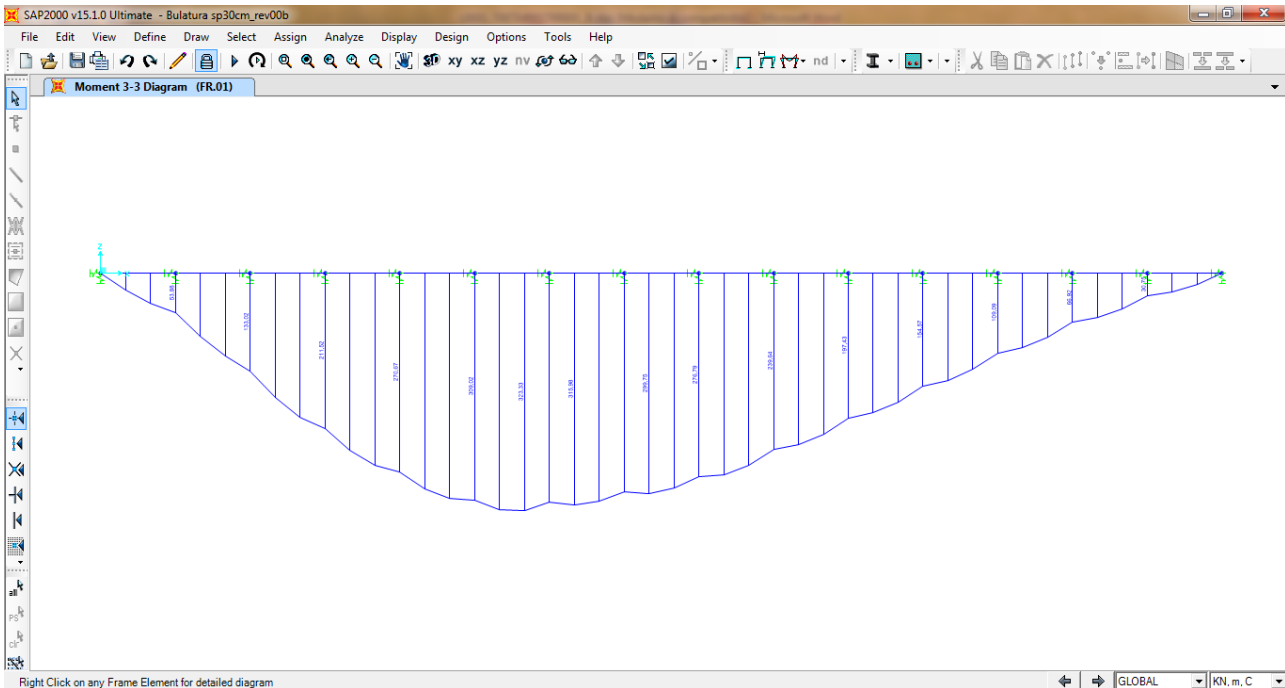
10.8.1 COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:



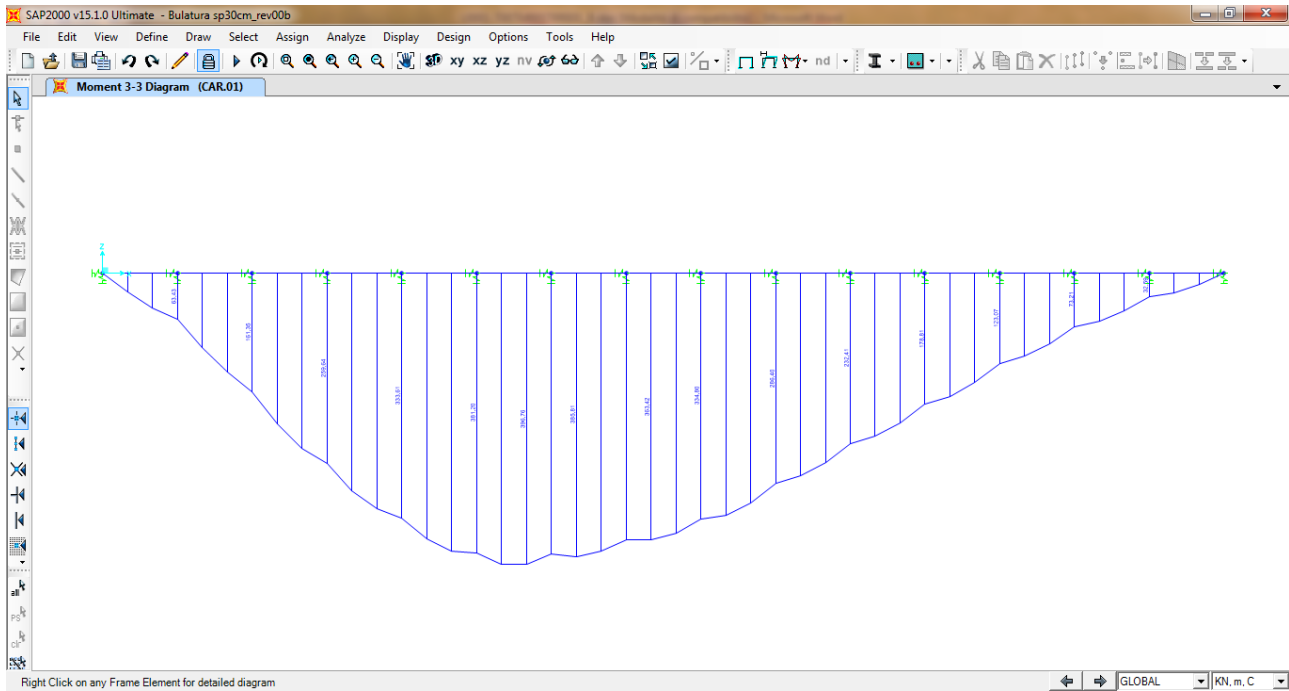
10.8.2 COMBINAZIONI SLE – FREQUENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



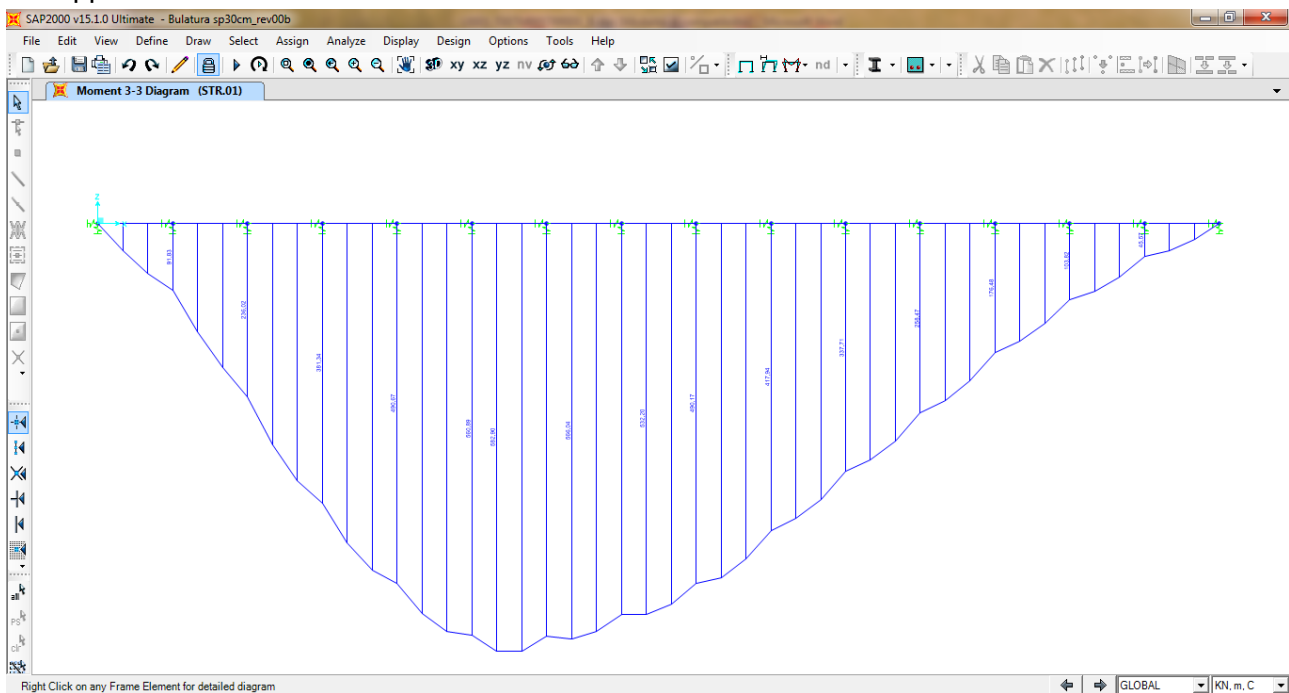
10.9 COMBINAZIONI SLE – CARATTERISTICHE

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLE – Caratteristiche:



10.9.1 COMBINAZIONI SLU

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



10.10 VERIFICHE STRUTTURALI BAULATURA

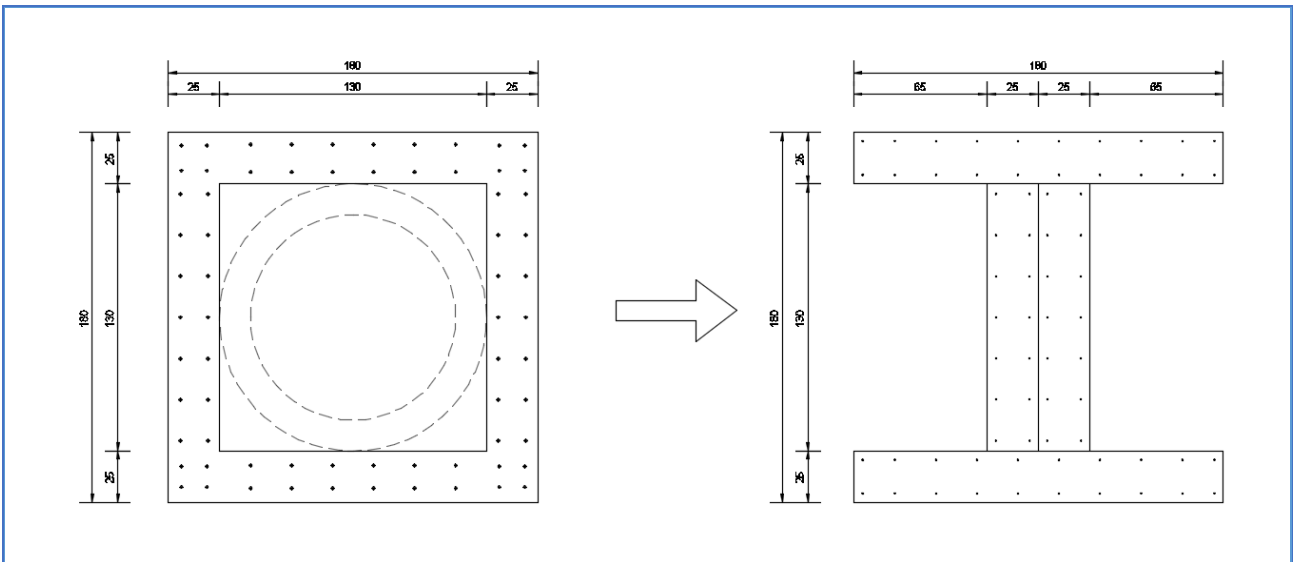
10.10.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø12/20 esterna
- Ø12/20 interna

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm

Le verifiche strutturali della baulatura sono eseguite su una sezione equivalente a doppio "T" avente le medesima area di calcestruzzo e di armatura della sezione quadrata cava.



10.10.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 108,72 kNm**.

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

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

Titolo : _____

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 68 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	180	0
3	180	25
4	115	25
5	115	155
6	180	155

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,13	4,3	175,7
2	1,13	20	175,7
3	1,13	40	175,7
4	1,13	60	175,7
5	1,13	80	175,7
6	1,13	100	175,7

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

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

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 180,72 kNm
 M_{xEd}: 0
 M_{yEd}: 0

Materiali:
B450C **C28/35**
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

σ_c: -0,5143 N/mm²
 σ_s: 39,45 N/mm²
 ε_s: 0,1972 ‰
 d: 178,3 cm
 x: 29,17 x/d: 0,1636
 δ: 0,7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,51 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 39,45 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.10.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.01**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 323,33 \text{ kN/m}$.

Titolo: _____

N° Vertici: 12 **Zoom** **N° barre:** 68 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4,3	175,7
2	180	0	2	1,13	20	175,7
3	180	25	3	1,13	40	175,7
4	115	25	4	1,13	60	175,7
5	115	155	5	1,13	80	175,7
6	180	155	6	1,13	100	175,7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 323,33 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali: B450C C28/35

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,97 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ C_{c,adm} 11
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -0,9202 N/mm²
 σ_s 70,58 N/mm²

ε_s 0,3529 ‰
 d 178,3 cm
 x 29,17 x/d 0,1636
 δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,92 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 70,58 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.10.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.1**.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 396,76 \text{ kNm}$.

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

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

Titolo: _____

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 68 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4,3	175,7
2	180	0	2	1,13	20	175,7
3	180	25	3	1,13	40	175,7
4	115	25	4	1,13	60	175,7
5	115	155	5	1,13	80	175,7
6	180	155	6	1,13	100	175,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 396,76 kNm
 M_{yEd}: 0

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,87 N/mm²
 ε_s/ε_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c: -1,129 N/mm²
 σ_s: 86,61 N/mm²
 ε_s: 0,433 ‰
 d: 178,3 cm
 x: 29,17 x/d: 0,1636
 δ: 0,7

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 1,13 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 86,61 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.10.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **39,45** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **12** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **200,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **70,58** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 12 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 200,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

10.10.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 582,80 \text{ kN/m}$.

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

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

Titolo: _____

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 68 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4,3	175,7
2	180	0	2	1,13	20	175,7
3	180	25	3	1,13	40	175,7
4	115	25	4	1,13	60	175,7
5	115	155	5	1,13	80	175,7
6	180	155	6	1,13	100	175,7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 582,80 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,97 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

M_{xRd}: 2.511 kN m

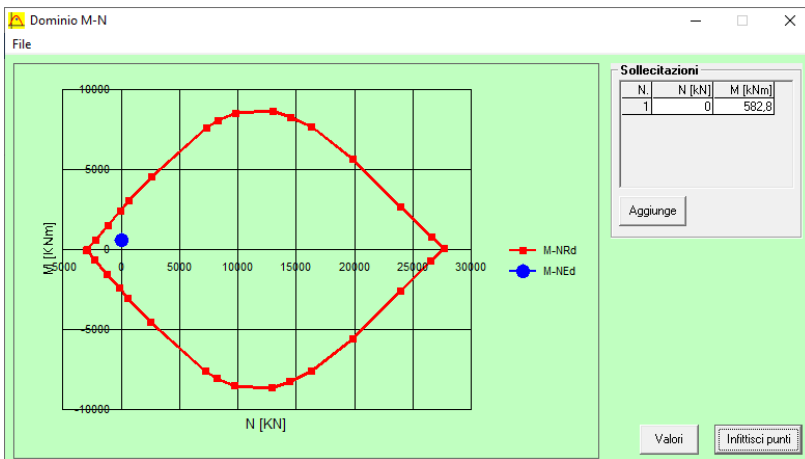
σ_c: -15,87 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 64,54 ‰
 d: 175,7 cm
 x: 9,038 x/d: 0,05144
 δ: 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 2.511,00 \text{ kN/m} > M_{sd} = 582,90 \text{ kN/m}$.

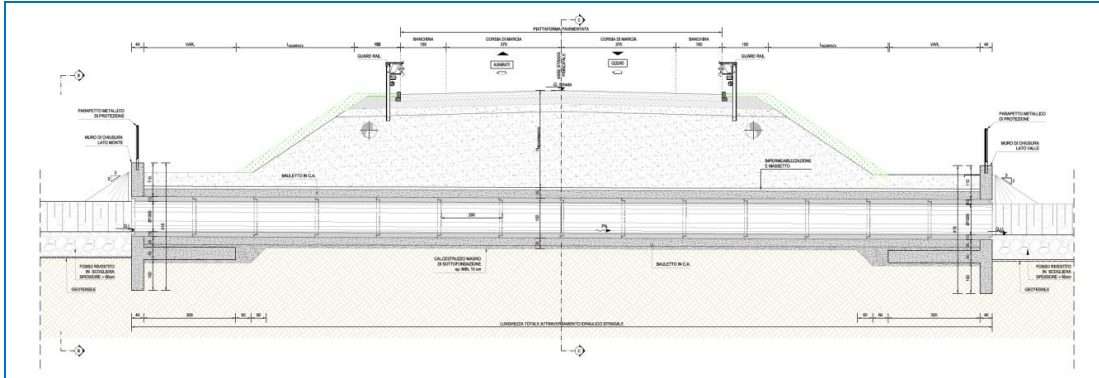
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

11 ANALISI IN DIREZIONE LONGITUDINALE DEI TOMBINI CIRCOLARI Ø1000 - SPESSORE DI RICOPRIMENTO H=400CM

Nel seguente capitolo si riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali della baulatura lungo la direzione longitudinale dei tombini circolari aventi dimensioni Ø1000 e spessore di ricoprimento pari a 400cm.



11.1 ANALISI DEI CARICHI

11.1.1 SINTESI DELLE DIMENSIONI DELLO SCATOLARE DI CALCOLO

Qui di seguito si riporta la sintesi delle dimensioni degli elementi dello scatolare e del relativo modello.

DIMENSIONI ELEMENTARI DELLO SCATOLARE	CARATTERISTICHE		
Spessore soletta superiore	sp soletta sup. =	25,00	[cm]
Altezza piedritti	h piedritti =	130,00	[cm]
Spessore piedritti	sp piedritti =	25,00	[cm]
Spessore soletta inferiore	sp soletta inf. =	25,00	[cm]
Luce interna dello scatolare	Luce interna =	130,00	[cm]

11.1.2 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

11.1.2.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO (G1)

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (beam).

Tale carico nel modello è definito come "g1"

11.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

11.1.3.1 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto, a favore di sicurezza, pari a $\gamma_{pav} = 24,0 \text{ kN/m}^3$.

Tale peso per unità di volume è associato a tutti gli strati legati del pacchetto e quindi all'usura al binder e alla base, mentre per quel che attiene il misto cementato e il misto granulare di fondazione questo è stato assimilato (anche nei calcoli della diffusione del carico accidentale con angolo pari a 30°) al terreno da rilevato (associando quindi a questo elemento un peso per unità di volume pari a 20kN/mc).

Lo spessore medio complessivo di tali strati pavimentati è assunto pari a **23 cm**.

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO	
Peso per unità di superficie della pavimentazione (carico g2)	spessore =	23,00	[cm]	$p_{pavimentazione\ reale} =$	5,52 [kN/m ²]
Valore arrotondato effettivamente applicato al modello per tenere conto anche delle successive ricariche di bitume				$p_{pavimentazione} =$	7,00 [kN/m ²]

Tale carico nel modello è definito come "g2"

11.1.3.2 PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO SULLA SOLETTA SUPERIORE (G3)

Il peso per unità di volume del terreno di ricoprimento, comprensivo degli eventuali strati di misto cementato e misto granulare della fondazione del pacchetto pavimentato, è assunto pari a $\gamma_{\text{terreno}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

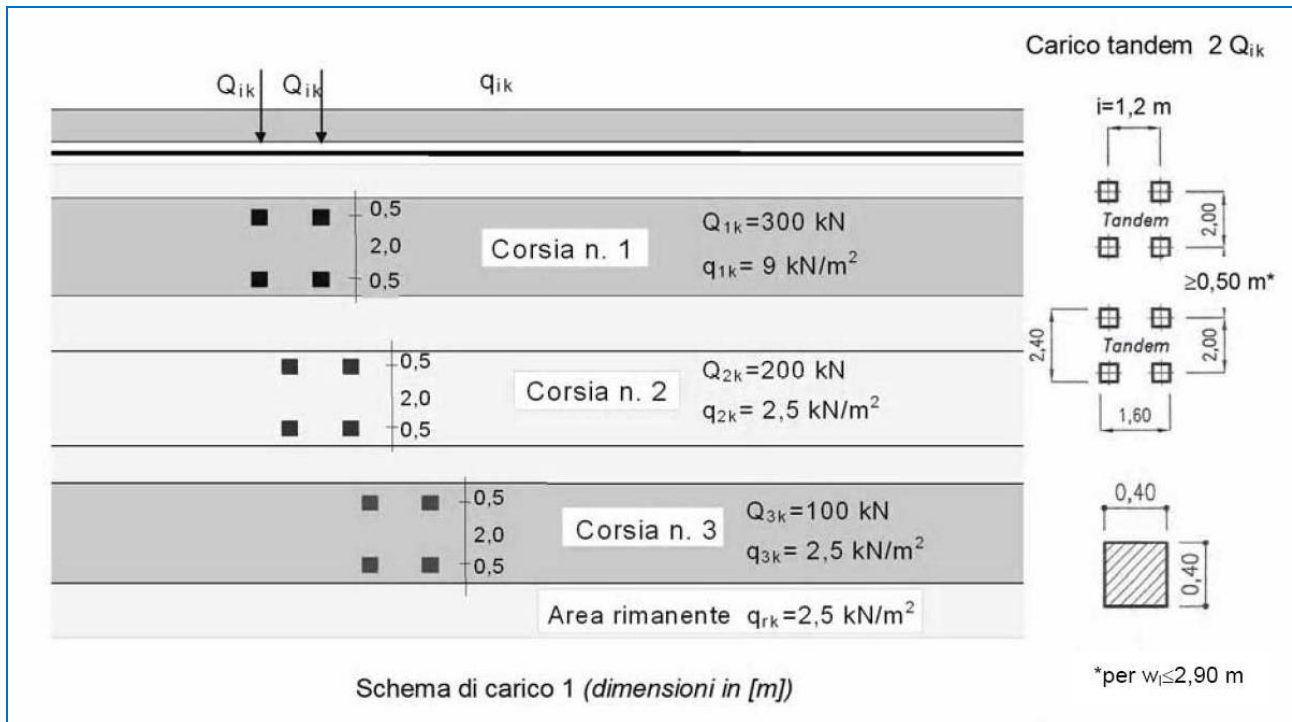
Lo spessore medio dello strato di ricoprimento al di sotto della pavimentazione stradale risulta pari a **400 cm** mentre risulta variabile ai lati esterni della stessa.

Tale carico nel modello è definito come "g3"

11.1.4 CARICHI ACCIDENTALI

11.1.4.1 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO AGENTI SULLA SOLETTA DI COPERTURA (Q1A, Q2A, Q3A)

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 5.1.3.3.5 e riportato nell'immagine seguente:



I carichi accidentali da traffico sono disposti su corsie convenzionali di larghezza w_1 sulla superficie carrabile ed il massimo numero intero possibile di tali corsie su di essa sono indicati in tab.5.1.I del DM 17.01.2018.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Nel caso in oggetto la carreggiata è larga **10,75m** per cui:

- $w = 10,75\text{m}$
- $w_1 = 3,00\text{m}$
- $n_1 = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(10,75/3) = 3$

Quindi la larghezza della zona rimanente risulta pari a:

$$L_{\text{rim}} = w - 3,00 \cdot n_1 = 10,75 - 3,00 \cdot 3 = 1,75\text{m}$$

Nei calcoli è stato preso in esame lo schema di carico n.1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie larga 3,00 m e lunga 2,20 m così come previsto al capitolo C5.1.3.3.7.1 della Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida).

I carichi concentrati sono stati diffusi fino alla linea media della soletta superiore secondo i seguenti angoli:

- pavimentazione stradale: 45°
- terreno di ricoprimento: 30°
- soletta di copertura in cemento armato: 45°

Tale procedura risulta conforme a quanto previsto al capitolo 5.1.3.3.6 "Strutture secondarie di Impalcato" del D.M. 17/01/2018 Introducendo esclusivamente un angolo di diffusione ridotto, tipico di tutti i testi scientifici e comunque conforme a quanto previsto nella Circolare al capitolo C5.1.3.3.7.1, per il terreno interposto tra estradosso soletta e intradosso pavimentazione.

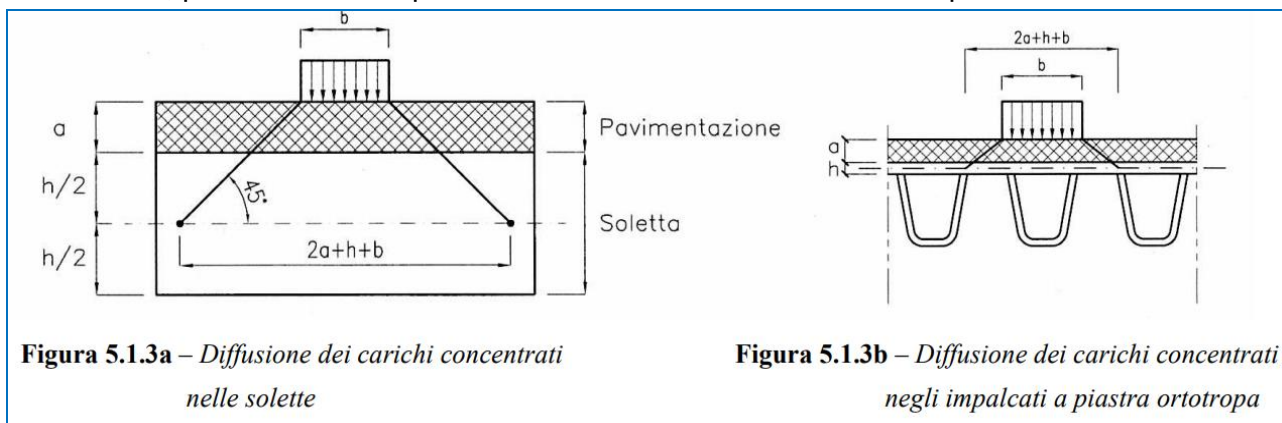
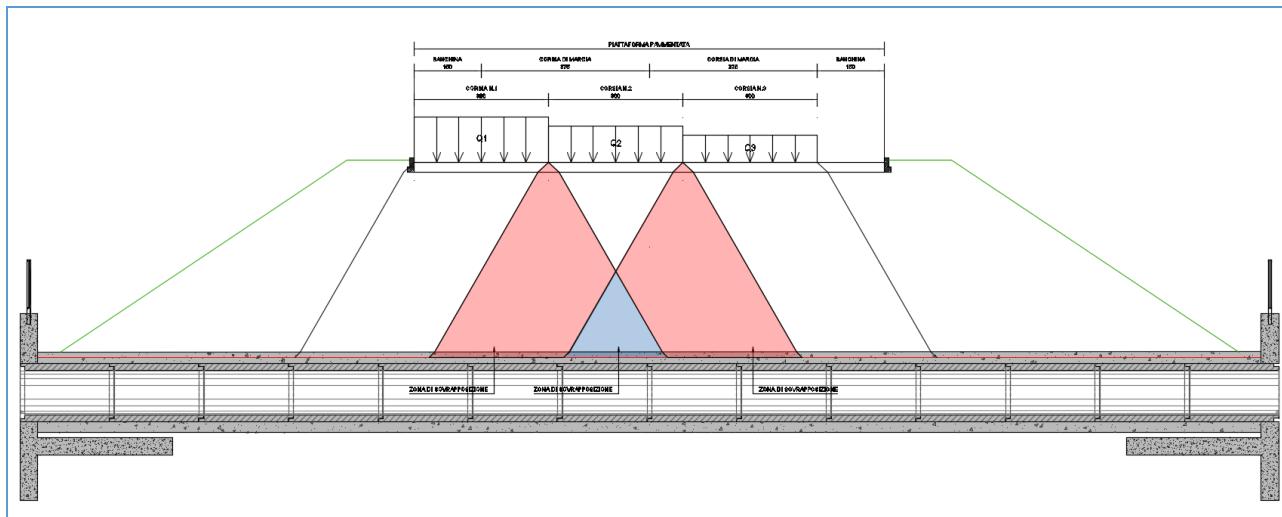


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcato a piastra ortotropa

Conseguentemente i carichi tandem sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti risultano diffusi come segue:



Carico Q1a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	600,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	90,91	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	4,00	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta superiore	h_3	0,25	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	7,53	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	8,33	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	5,33	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	9,57	[kN/m ²]

Carico Q2a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	400,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	60,61	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	4,00	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta superiore	h_3	0,25	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	7,53	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	8,33	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	5,33	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	6,38	[kN/m ²]

Carico Q3a

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI			
Carico totale tandem (schema carico stradale stradale 01)	Q_{ik}	200,00	[kN]
Dimensione dell'area di impronta in direzione parallela al traffico	a	2,20	[m]
Dimensione dell'area di impronta in direzione perpendicolare al traffico	b	3,00	[m]
Carico equivalente distribuito	Q_{eq}	30,30	[kN/m ²]
Spessore della pavimentazione stradale (strati di nero escluso misto granulare e misto cementato)	h_1	0,23	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso la pavimentazione stradale	α_1	45,00	[°]
Spessore del terreno di ricoprimento (compreso misto granulare e misto cementato)	h_2	4,00	[m]
Angolo di diffusione del carico attraverso il terreno di ricoprimento	α_2	30,00	[°]
Spessore della soletta superiore	h_3	0,25	[m]
Angolo di diffusione attraverso la soletta superiore	α_3	45,00	[°]
AREA DI DIFFUSIONE DEL CARICO CONCENTRATO FINO ALLA LINEA MEDIA DELLA SOLETTA SUPERIORE			
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico	$a_{diffuso}$	7,53	[m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{diffuso}$	8,33	[m]
Dimensione della sovrapposizione della diffusione in direzione perpendicolare al traffico	$b_{sovrapposizione}$	5,33	[m]
Carico distribuito Q diffuso fino alla linea media della soletta superiore	Q	3,19	[kN/m ²]

Tali carichi nel modello sono definiti come “q1a, q2a, q3a”.

I carichi distribuito q_{ik} vengono considerati agenti sull'intera copertura con valore di calcolo pari a:

$q_{1b} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.1;

$q_{2b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.2;

$q_{3b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla corsia di carico n.3;

$q_{rb} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ carico distribuito sulla zona rimanente.

Per i carichi distribuiti q_{ik} non si tiene in conto a favore di sicurezza alcuna distribuzione.

Tali carichi nel modello sono definiti come “q1b, q2b, q3b, qrb”.

11.1.5 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.12 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.12), trattandosi di un'opera secondaria ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

11.1.5.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE (S1)

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno sovrastante sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

TIPO DI CARICO	CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche complessive sismiche	ag (PGA) =	0,050	[-----]	$Y_{calcestruzzo}$ =	25,00	[kN/mc]
	S_S =	1,50	[-----]	S_T =	1,00	[-----]
	K_h	0,08	[-----]	K_v	0,04	[-----]
Inerzia ricoprimento	Area ricoprimento	7,20	[mq]	s_1 =	8,18	[kN/mq]
Inerzia sismica opera	Area opera	1,00	[mq]			

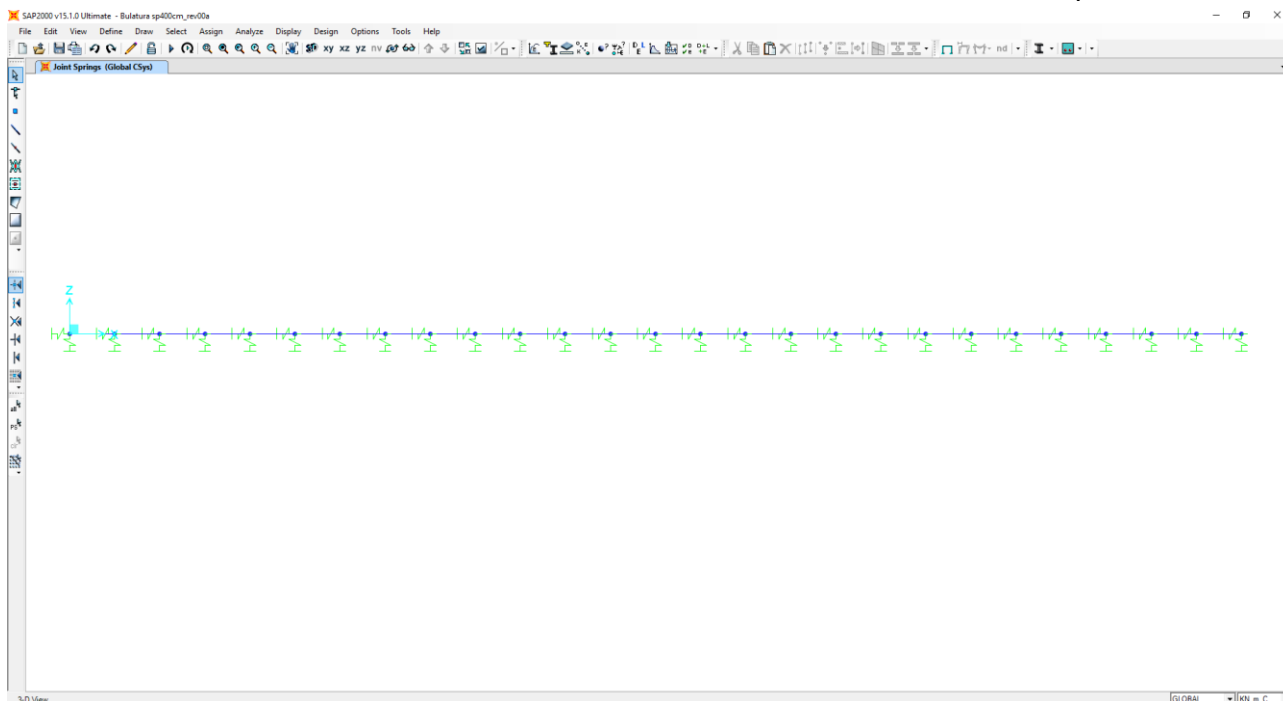
Tale carico nel modello è definito come "s1".

11.2 MODELLO DI CALCOLO

11.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).

Gli elementi strutturali sono stato modellati mediante elementi monodimensionali tipo “beam”.



L’interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidezza. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3.$$

Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale:

$$k_{s,h} = 7.500,00 \text{ kN/m}^3.$$

Nel modello le molle elastiche saranno applicate ai nodi presenti sugli elementi beam.

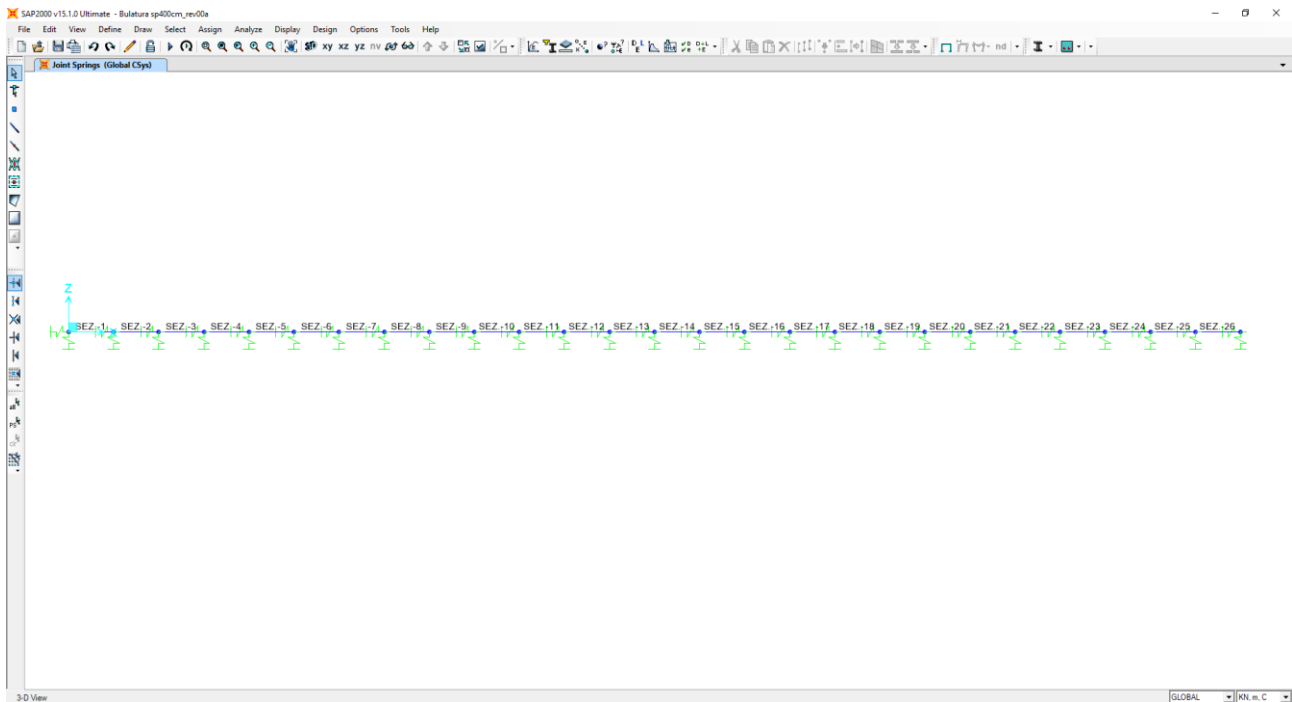
Considerando la larghezza della fondazione pari a 1,30m ed una suddivisione dell’opera in segmenti pari ad 1,00m avremo che il valore da associare è pari a:

$$k_{s,v} = 15.000,00 \text{ kN/m}^3 \times 1,30\text{m} \times 1,00\text{m} = 19.500,00 \text{ kN/m}$$

$$k_{s,v} = 9.750,00 \text{ kN/m}$$

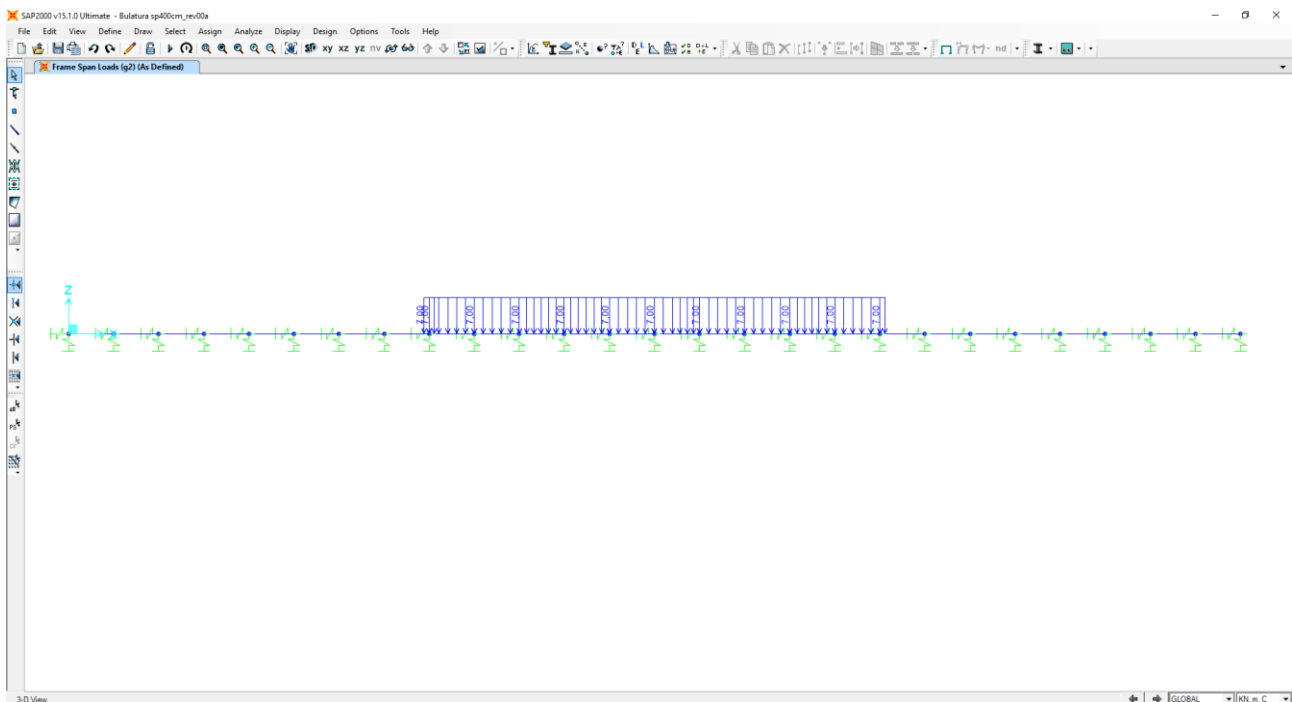
11.3 IDENTIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI E DEI NODI DEL MODELLO DI CALCOLO

Nell'immagine successiva è riportata l'identificazione dei differenti elementi strutturali:

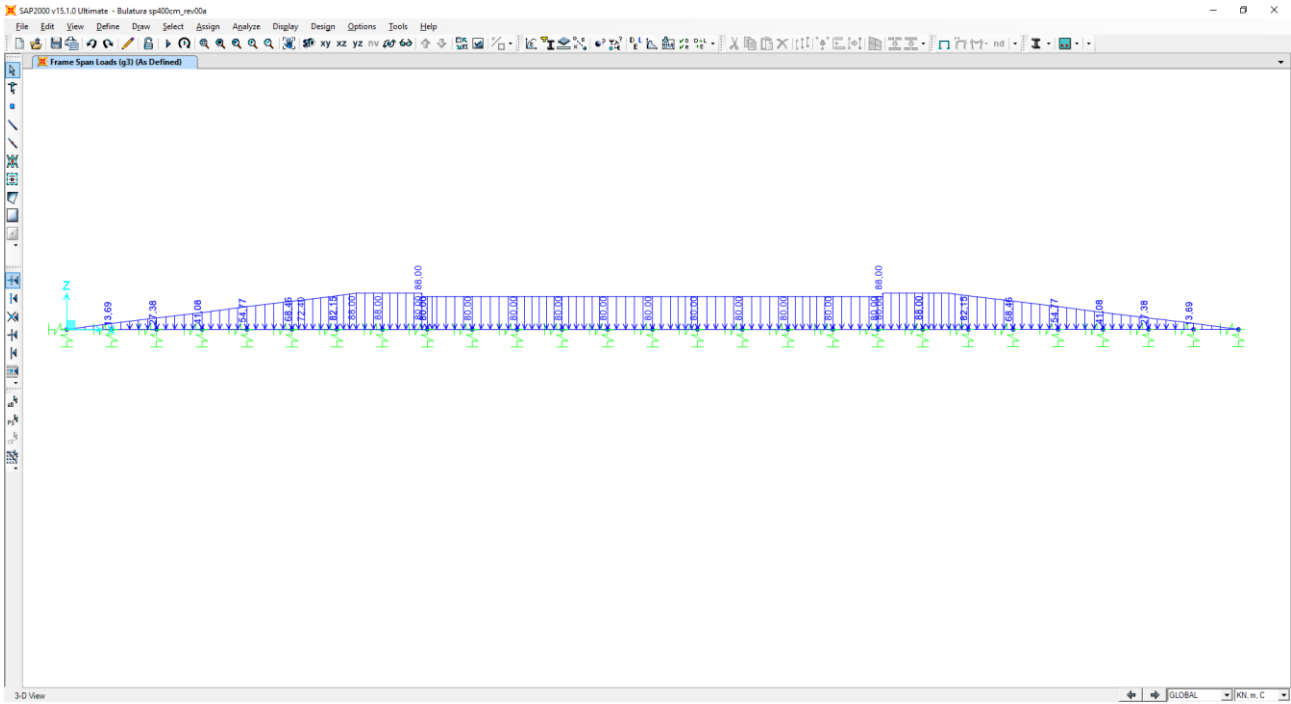


11.4 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

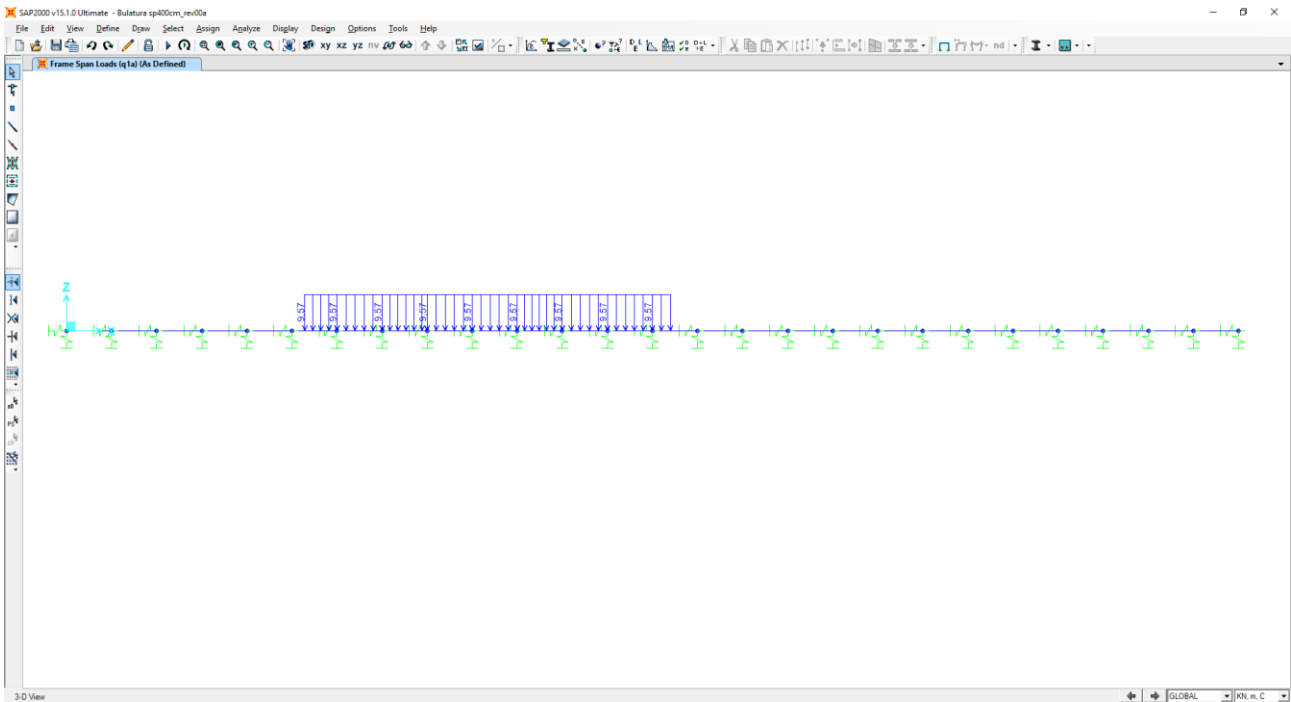
11.4.1 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (G2)



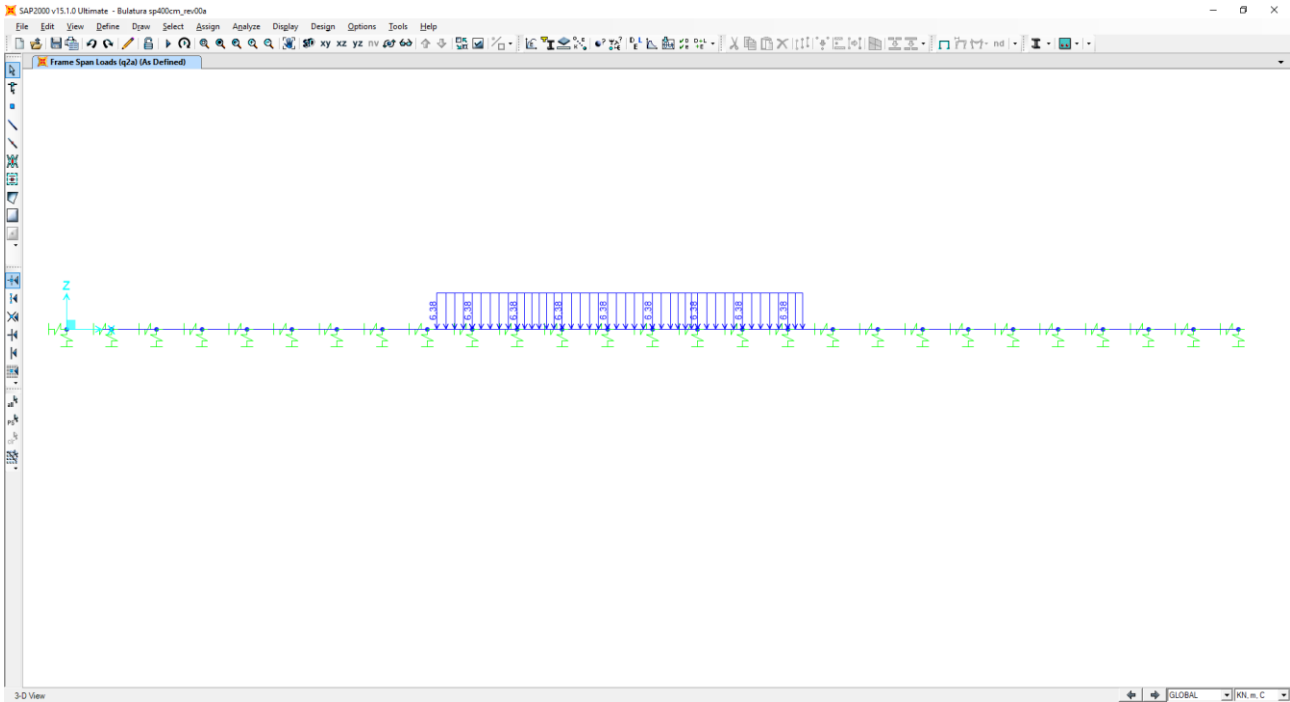
11.4.2 CARICHI PERMANENTI DOVUTI AL PESO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO (G3)



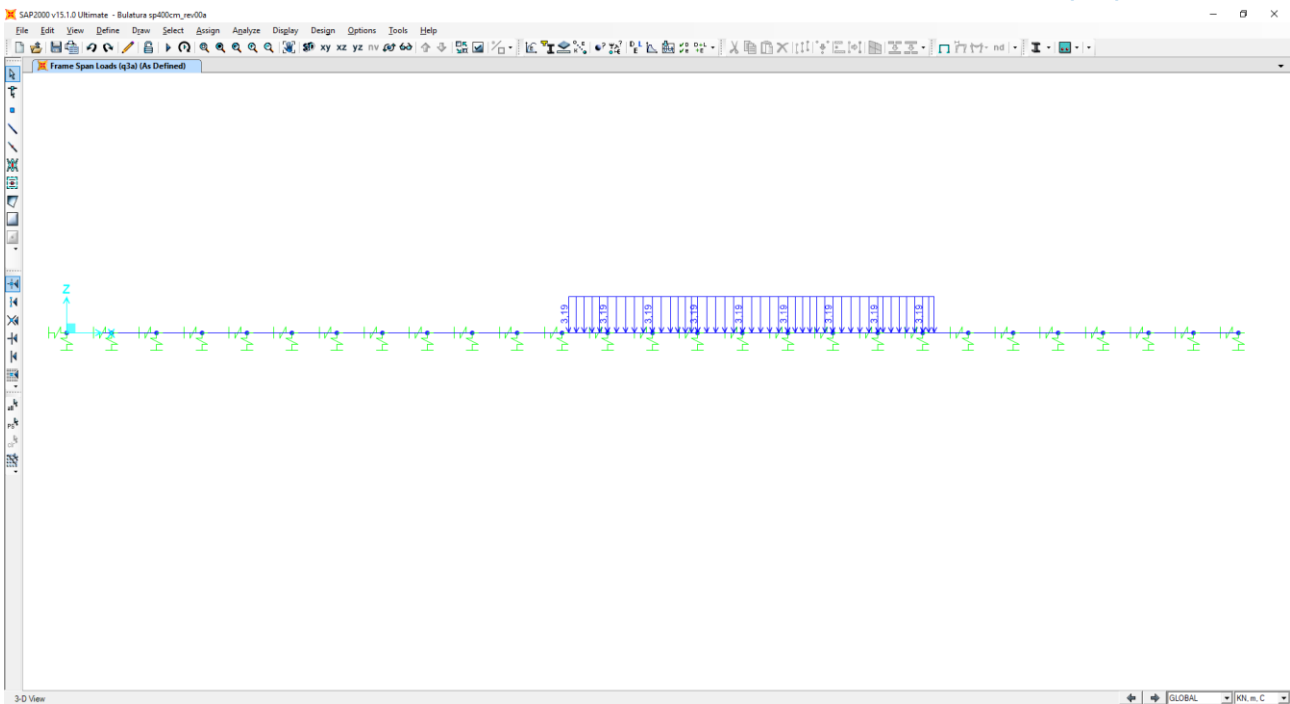
11.4.3 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.1 (Q1A)



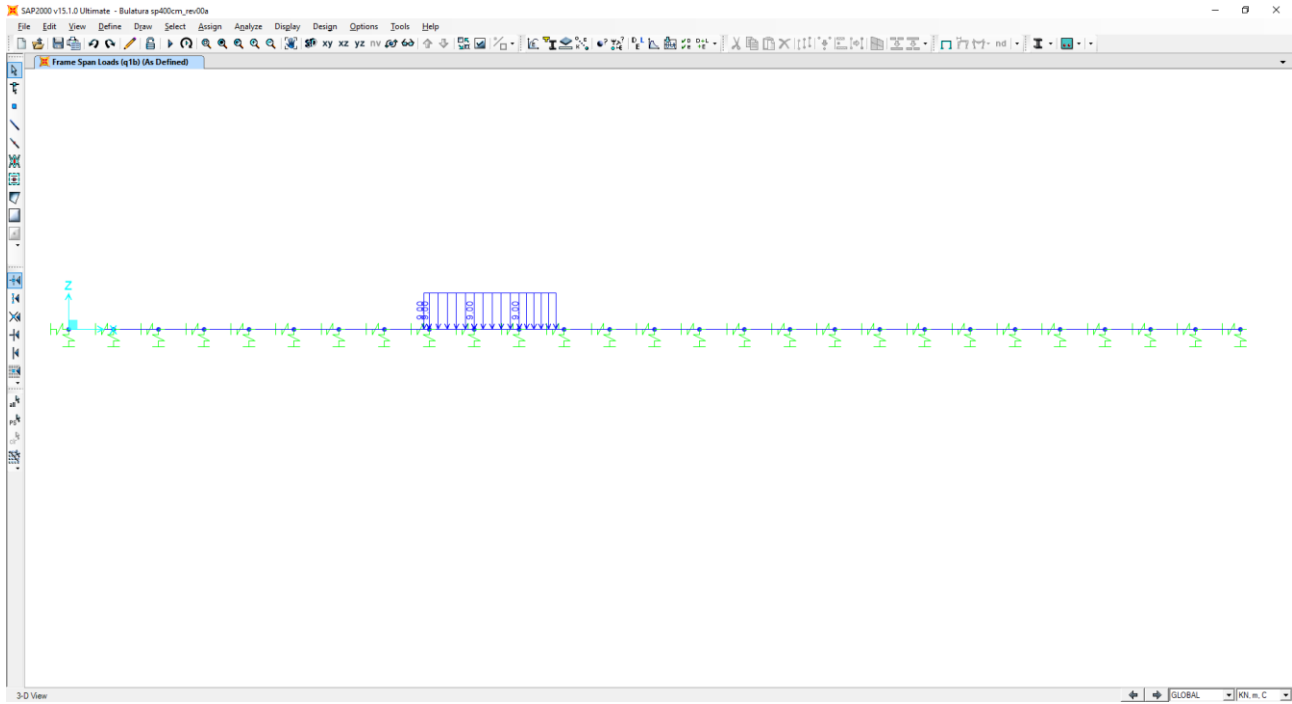
11.4.4 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.2 (Q_{2A})



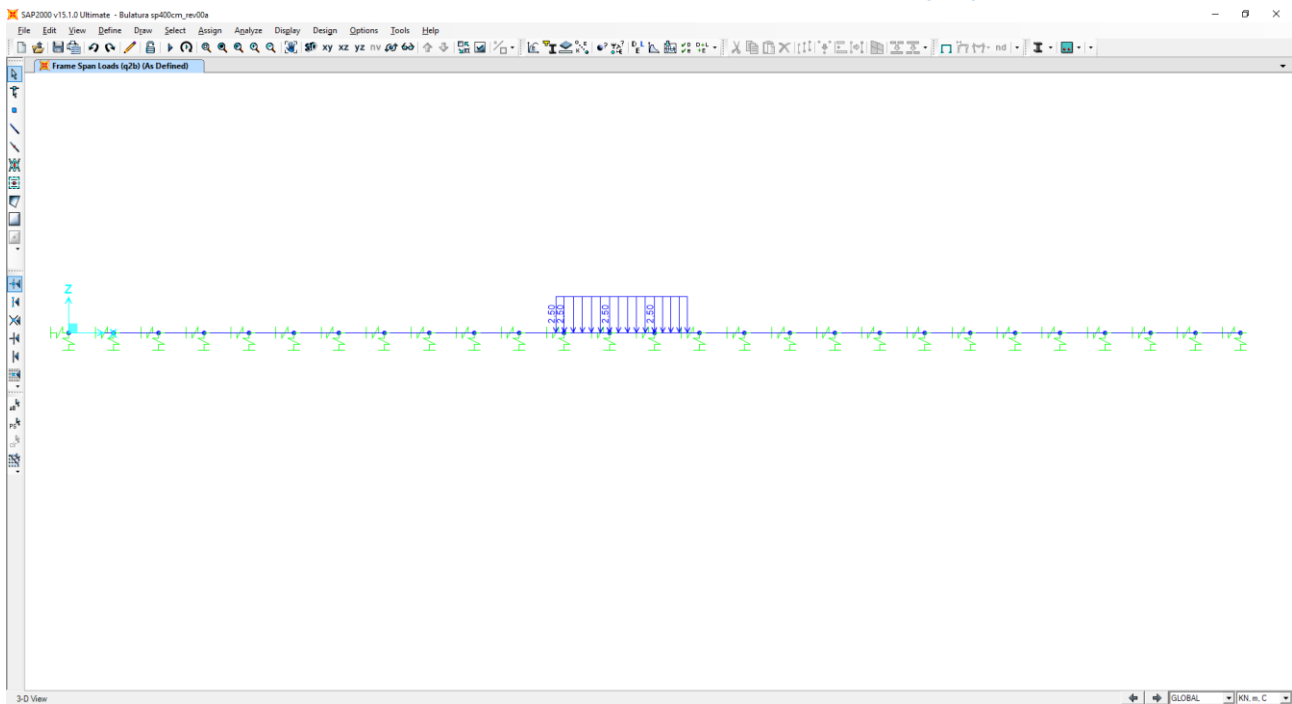
11.4.5 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO CONCENTRATO DIFFUSO SU CORSIA N.3 (Q_{3A})



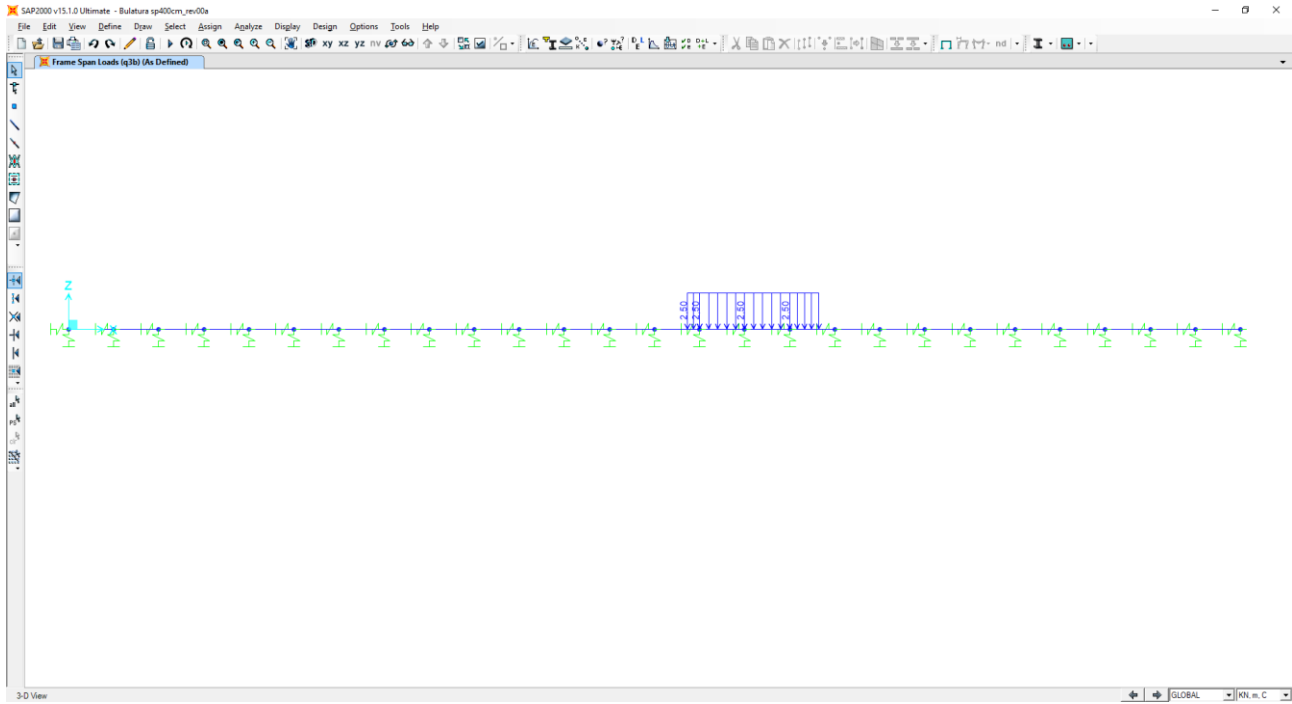
11.4.6 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.1 (Q_{1B})



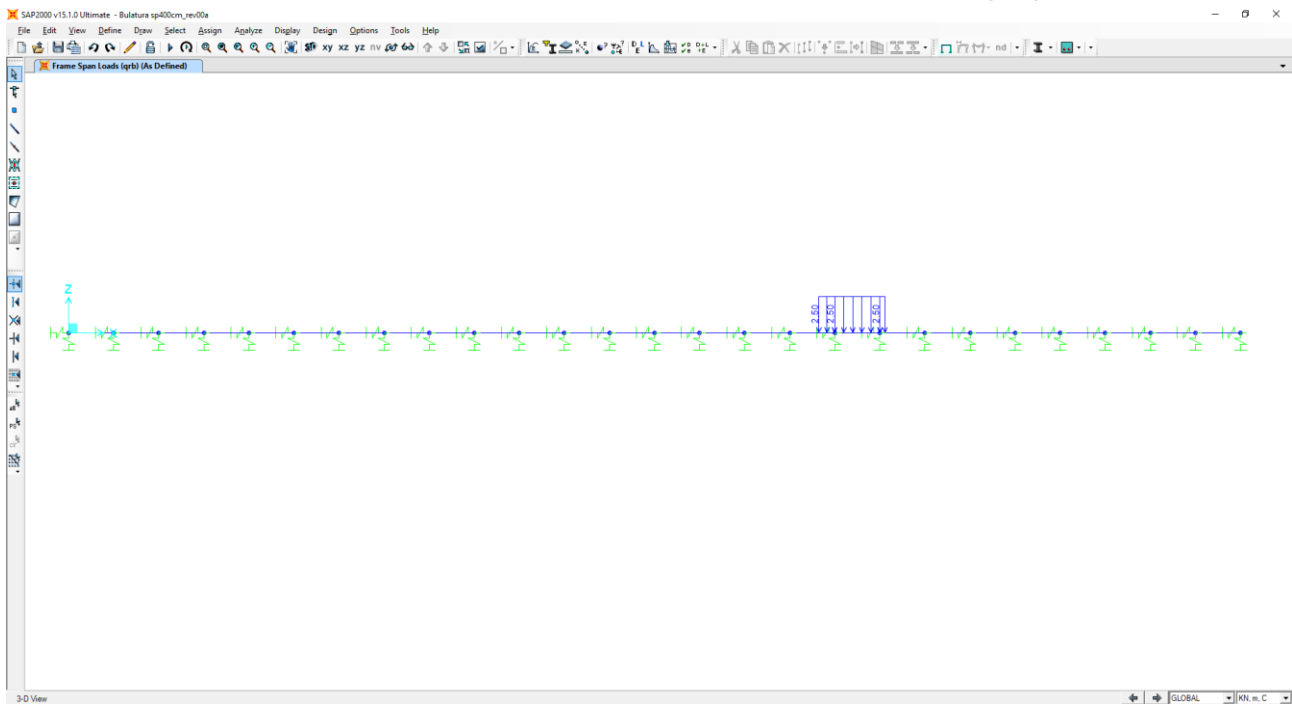
11.4.7 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.2 (Q_{2B})



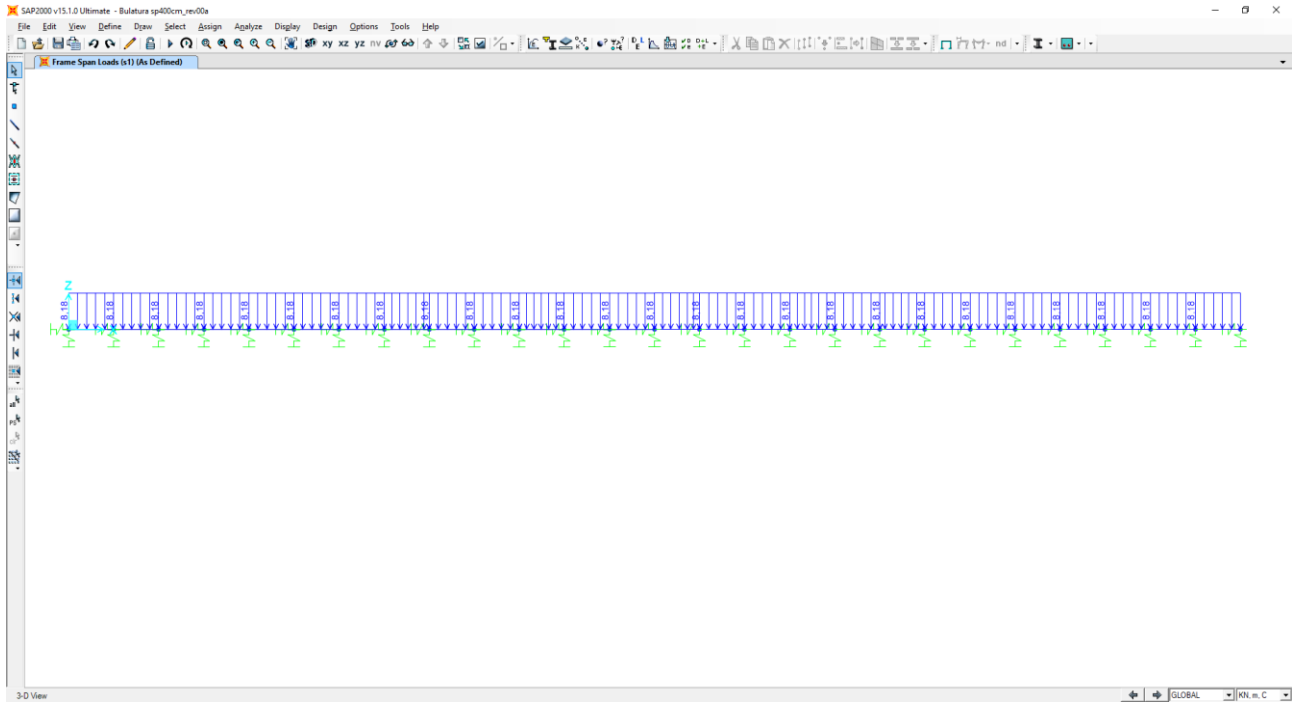
11.4.8 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU CORSIA N.3 (Q_{3B})



11.4.9 CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO DISTRIBUITO SU ZONA RESTANTE (Q_{RE})



11.4.10 AZIONE INERZIALE VERTICALE DELL'OPERA E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S1)



11.5 COMBINAZIONI DI CARICO

11.5.1 DEFINIZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI E DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV qui di seguito riportata:

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 ^a categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Si rappresenta che ovviamente il carico da folla su marciapiedi e piste ciclabili è stato considerato ininfluenza visto che è stata calcolata una "fetta" di struttura di larghezza unitaria caricata con i carichi stradali da traffico.

L'approccio seguito per il calcolo e verifica dell'opera è l'**Approccio 2** con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3** (D.M. 17/01/2018 cap.6.4.3.1).

Nella tabella successiva sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione (γ) e partecipazione (ψ):

CARICO ELEMENTARE		Caso di analisi	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g ₁	Peso proprio degli elementi strutturali	PP	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	Carico permanente dovuto al peso della pavimentazione stradale	CP	1,50	0,80	1,00	1,00	1,00
g ₃	Carico permanente dovuto al peso del terreno di ricoprimento						
q _{1a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.1)	CACC	1,50	0,00	0,75	0,75	0,00
q _{2a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.2)						
q _{3a}	Carico accidentale da traffico concentrato diffuso (corsia n.3)						
q _{1b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.1)						
q _{2b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.2)						
q _{3b}	Carico accidentale da traffico distribuito (corsia n.3)						
q _{rb}	Carico accidentale da traffico distribuito (zona rimasta)						
q _{rb}	Carico accidentale da traffico distribuito (zona rimasta)						
s ₁	Inerzia sismica verticale dovuta alla massa della struttura ed ai carichi permanenti portati.	SISMA	1,00	1,00	-	-	-

11.5.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTI					
CASO DI ANALISI		PP	CP	CACC	SISMA
Q.P.01	ψ	1,00	1,00	0,00	0,00

11.5.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTI					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
FR.01	ψ	1,00	1,00	0,75	0,00

11.5.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
CAR.01	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

11.5.5 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.1, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STATICHE

CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
STR.01	γ	1,30	1,50	1,50	0,00
	ψ	1,00	1,00	1,00	0,00

11.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

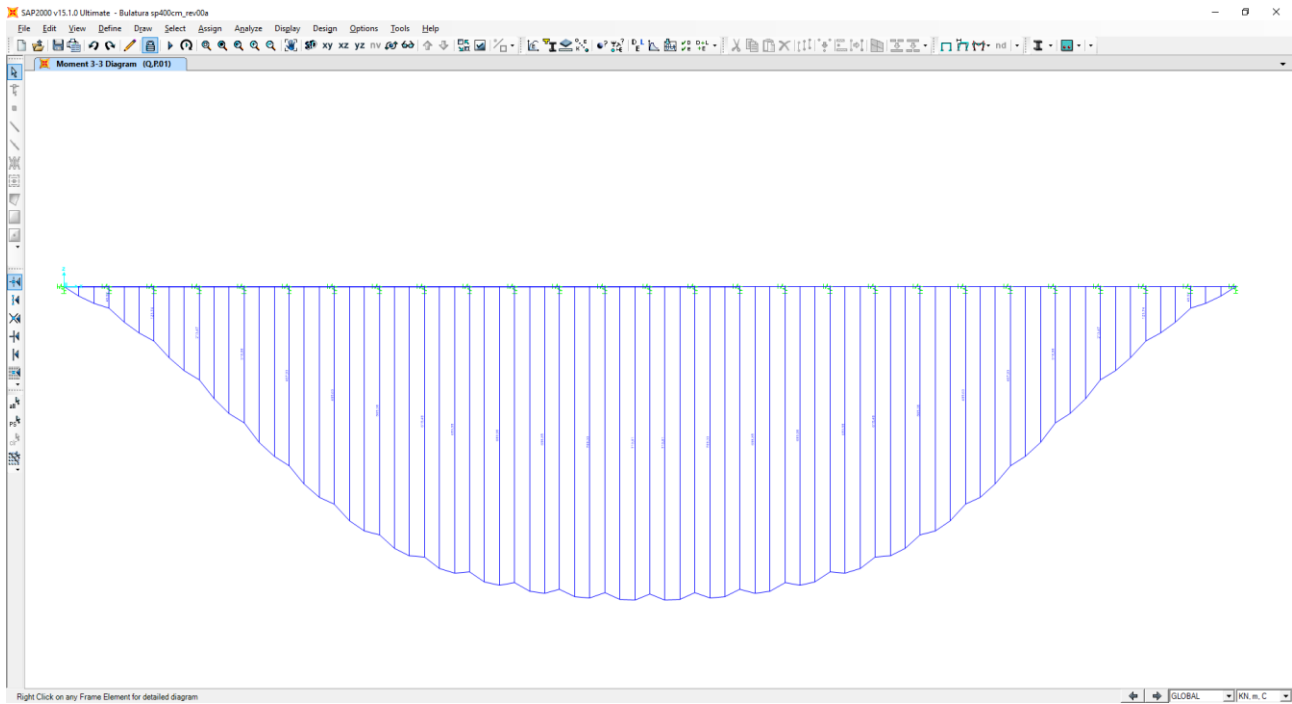
COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SSISMICHE					
CASO DI ANALISI		PP-	CP	CACC	SISMA
SISMA.01	ψ	1,00	1,00	0,00	1,00

11.7 VALUTAZIONI DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nei paragrafi successivi sono riportati i diagrammi delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

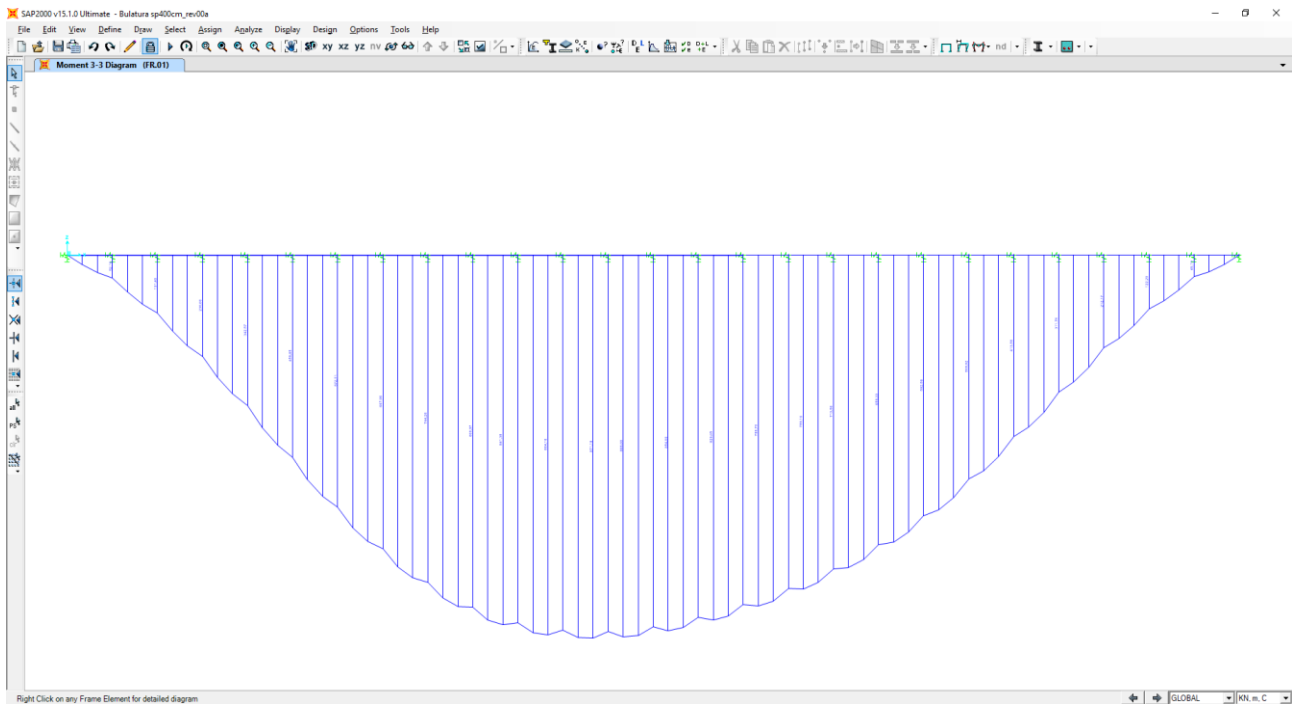
11.7.1 COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:



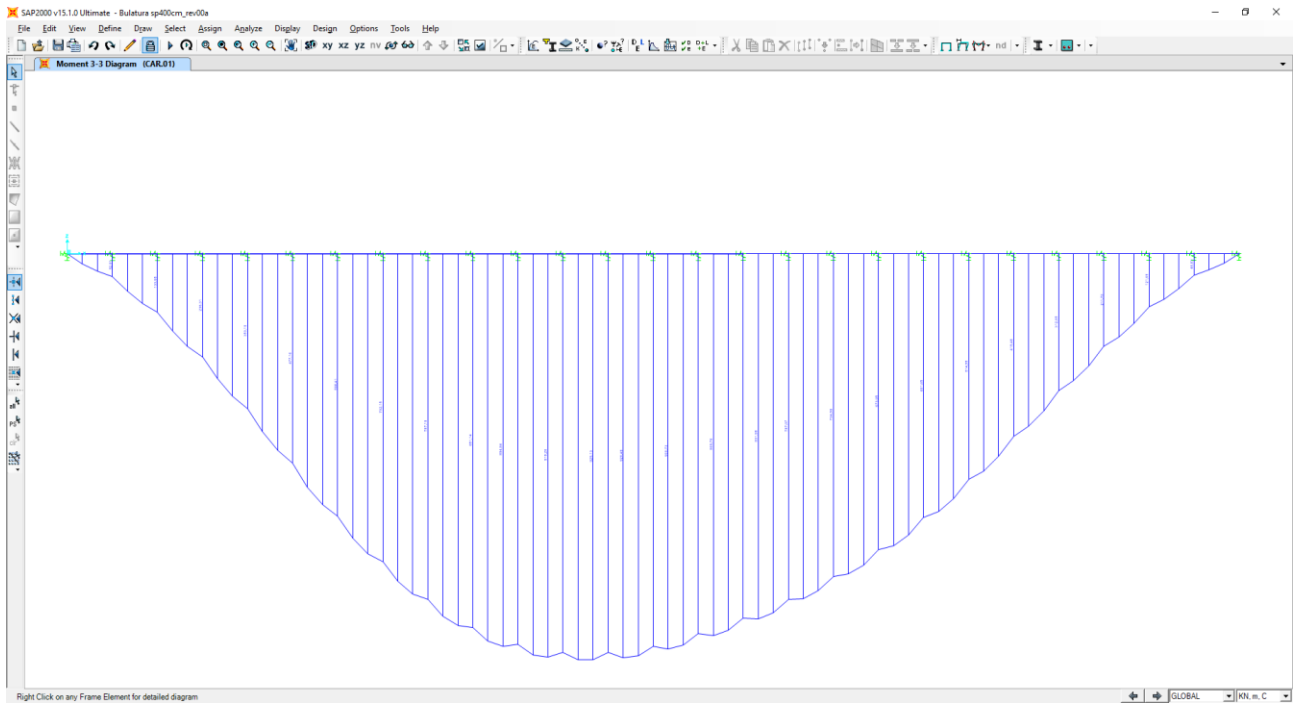
11.7.2 COMBINAZIONI SLE – FREQUENTI

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



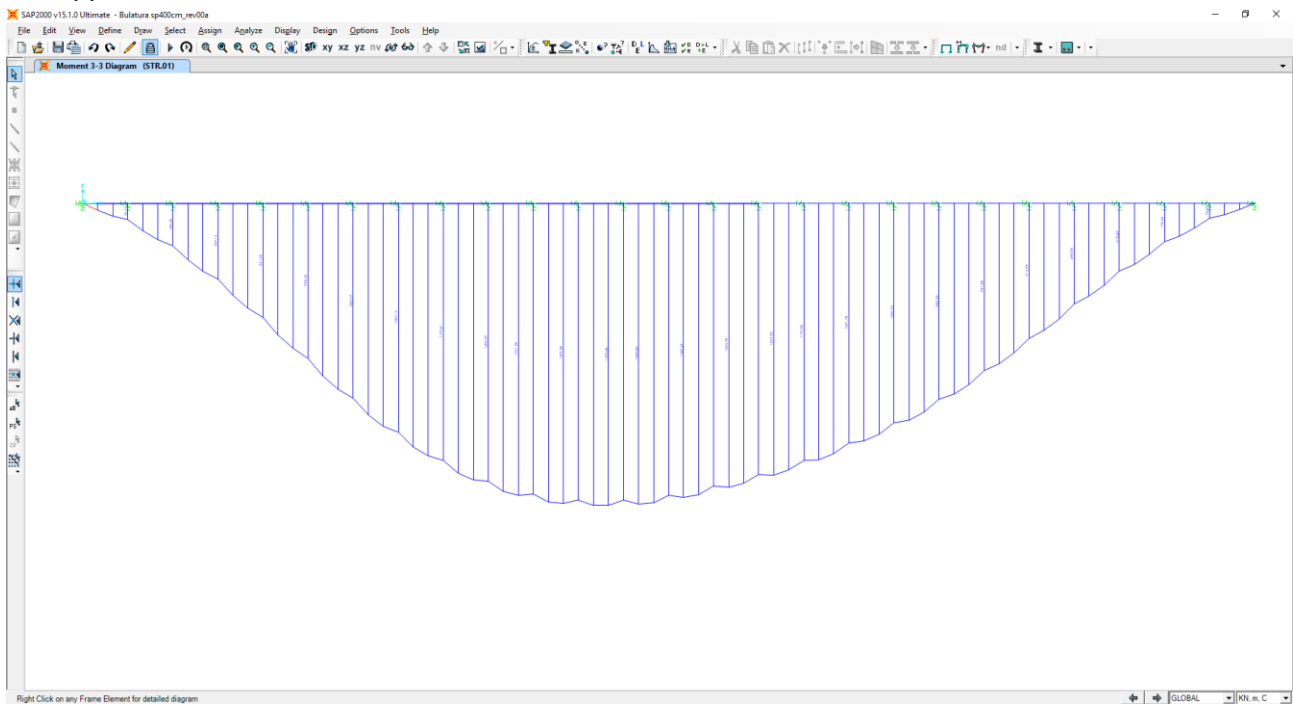
11.8 COMBINAZIONI SLE – CARATTERISTICHE

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLE – Caratteristiche:



11.8.1 COMBINAZIONI SLU

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



11.9 VERIFICHE STRUTTURALI BAULATURA

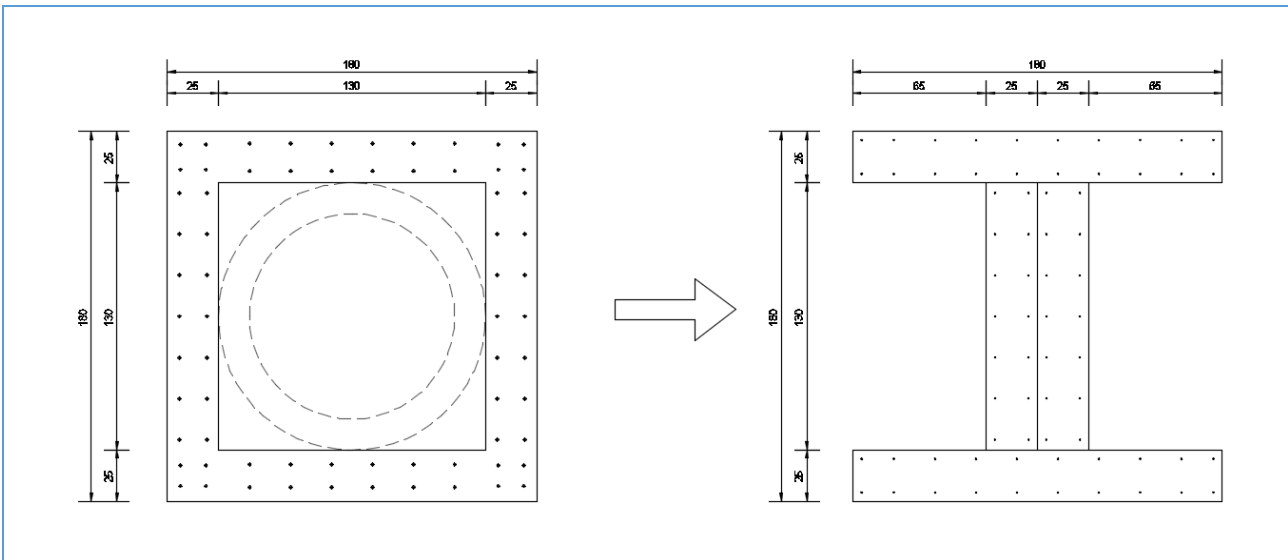
11.9.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø6/20 esterna
- Ø6/20 interna

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm

Le verifiche strutturali della baulatura sono eseguite su una sezione equivalente a doppio "T" avente le medesima area di calcestruzzo e di armatura della sezione quadrata cava.



11.9.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **$M_{sd} = 713,81$ kNm**.

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

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

Titolo : _____

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 68 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	180	0
3	180	25
4	115	25
5	115	155
6	180	155

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,13	4,3	175,7
2	1,13	20	175,7
3	1,13	40	175,7
4	1,13	60	175,7
5	1,13	80	175,7
6	1,13	100	175,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 713,81 kNm
 M_{xEd}: 0
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} : 67,5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 391,3 N/mm ²	E_{cu} : 3,5
E_s : 200.000 N/mm ²	f_{cd} : 15,87
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0,8
ϵ_{syd} : 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 11
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0,6667
	τ_{c1} : 1,971

σ_c : -2,032 N/mm²
 σ_s : 155,8 N/mm²

ϵ_s : 0,7791 ‰
 d: 178,3 cm
 x: 29,17 x/d: 0,1636
 δ : 0,7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 2,03 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 155,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

11.9.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.01**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 871,18 \text{ kNm}$.

Titolo: _____

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 68 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4,3	175,7
2	180	0	2	1,13	20	175,7
3	180	25	3	1,13	40	175,7
4	115	25	4	1,13	60	175,7
5	115	155	5	1,13	80	175,7
6	180	155	6	1,13	100	175,7

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 871,18 kNm
M_{yEd}: 0

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

Materiali
B450C C28/35
E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,87 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
E_{syd}: 1,957 ‰ C_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
τ_{c1}: 1,971

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

Verifica
σ_c: -2,479 N/mm²
σ_s: 190,2 N/mm²
ε_s: 0,9508 ‰
d: 178,3 cm
x: 29,17 x/d: 0,1636
δ: 0,7
N° iterazioni: 4
Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,48 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 190,02 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

11.9.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.1**.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 925,13 \text{ kNm}$.

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

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

Titolo : _____

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 68 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4,3	175,7
2	180	0	2	1,13	20	175,7
3	180	25	3	1,13	40	175,7
4	115	25	4	1,13	60	175,7
5	115	155	5	1,13	80	175,7
6	180	155	6	1,13	100	175,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 925,13 kNm
 M_{yEd} 0

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c -2,633 N/mm²
 σ_s 201,9 N/mm²
 ε_s 1,01 ‰
 d 178,3 cm
 x 29,17 x/d 0,1636
 δ 0,7

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,63 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 201,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

11.9.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	155,80	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	12	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	190,02	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	12	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

11.9.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.376,83 \text{ kN/m}$.

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

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

Titolo: _____

N° Verticali: 12 Zoom N° barre: 68 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4,3	175,7
2	180	0	2	1,13	20	175,7
3	180	25	3	1,13	40	175,7
4	115	25	4	1,13	60	175,7
5	115	155	5	1,13	80	175,7
6	180	155	6	1,13	100	175,7

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 1376,83 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C28/35

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,97 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

M_{xRd}: 2.511 kN m
 σ_c: -15,87 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 64,54 ‰
 d: 175,7 cm
 x: 9,038 x/d: 0,05144
 δ: 0,7

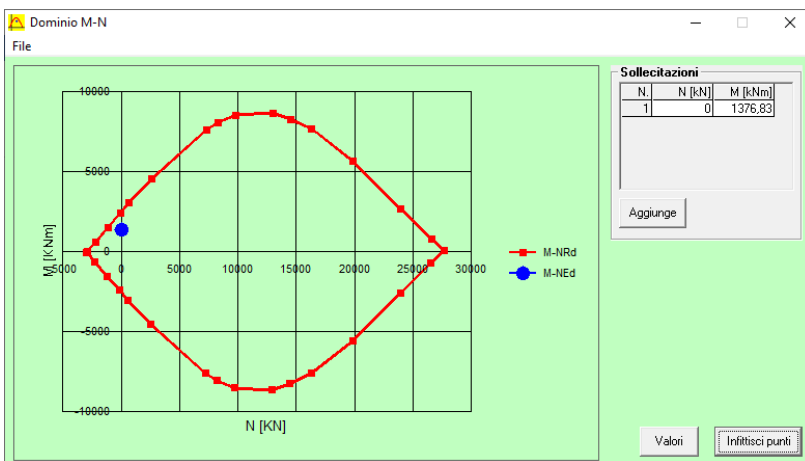
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 2.511,00 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 1.376,83 \text{ kN/m}$.

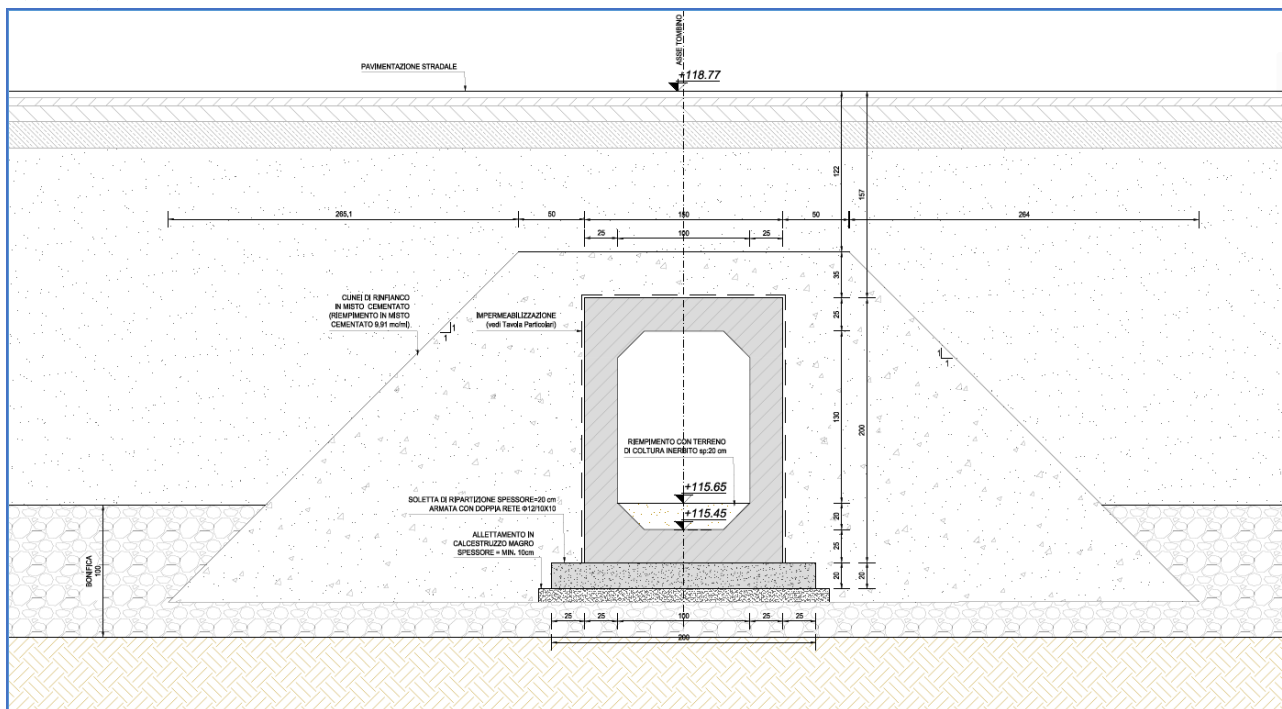
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12 ATTRAVERSAMENTI FAUNISTICI

Gli attraversamenti faunistici sono costituiti da elementi prefabbricati di dimensioni interne pari a 1,00x1,50m.



Si riporta la tabella di riepilogo degli attraversamenti faunistici presenti nel progetto:

ATTRAVERSAMENTI FAUNISTICI				
TRATTO	KM	SEZIONE SCATOLARE [m]	LUNGHEZZA [m]	RICOPRIMENTO [m]
1	3+390	1,00x1,50	18,08	1,54
1	4+040	1,00x1,50	26,08	3,91
2	0+560	1,00x1,50	18,08	1,54
2	0+640	1,00x1,50	18,08	1,57

Il dimensionamento e le verifiche strutturali degli attraversamenti faunistici risultano implicitamente soddisfatte in quanto le armature sono analoghe a quelle previste per i tombini scatolari 2,50x1,50m per un'altezza di ricoprimento massima pari a 4,00m.