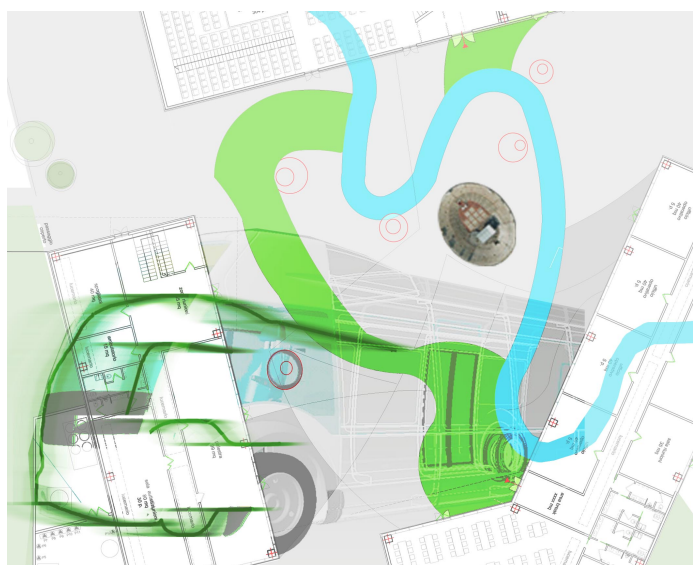


COMUNE DI VERONA
AZIENDA MOBILITA' TRASPORTI S.P.A.

SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO DI TIPO FILOVIARIO

GARA D'APPALTO PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA,
L'ESECUZIONE DEI LAVORI E LA FORNITURA DEI VEICOLI

OFFERTA TECNICA
B2 - PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTO :

DEPOSITO

PROGETTO STRUTTURALE

Complesso Direzionale: strutture in opera

Auditorium: relazione e tecnica di calcolo

CONCORRENTE

ATI:

SOVECO
COSTRUZIONI SPA

CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI
CCC

Società cooperativa

MAZZI
Impresa Generale Costruzioni
S.p.A.

APTS
Advanced Public
Transport Systems bv

ALPIQ
Alpiq InTec Verona S.p.A.

Balfour Beatty
Rail

SCALA	-
RIF. N°	PD D0202 RSDIA_Cop
ALLEGATO N°	PD D0202 RSDIA

PROGETTAZIONE
COSTITUENDO R.T.P.:



(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Massimo Raccosta



DIRETTORE TECNICO

Dott. Arch. Valentina Butterini

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	REDATTO	VISTO	APPROVATO
A	Dic. 2010	Emissione	GIRPA			V.BUTTERINI

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published, either in part or entirely, without the written permission. Unauthorized use will be prosecuted by law.

1.	INTRODUZIONE	3
1.1.	GENERALE.....	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	SOFTWARE UTILIZZATI	4
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
4.1.	CALCESTRUZZO.....	4
4.2.	ACCIAIO PER CEMENTI ARMATI.....	4
5.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	5
6.	ANALISI DEI CARICHI	5
6.1.	PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI	5
6.2.	AZIONI PERMANENTI.....	5
6.2.1.	SOLAIO DI COPERTURA.....	5
6.2.2.	SOLAIO INTERMEDIO (uffici direzionali)	5
6.2.3.	SOLAIO INTERMEDIO (uffici direzionali)	5
6.2.4.	GRADINATA	5
6.2.5.	FACCIATA.....	6
6.3.	AZIONI ACCIDENTALI	6
6.3.1.	SOLAIO DI COPERTURA.....	6
6.3.2.	SOLAIO INTERMEDIO (uffici direzionali)	6
6.3.3.	GRADINATA	6
6.3.4.	AZIONE DELLA NEVE	6
6.3.5.	AZIONE DEL VENTO	6
6.3.6.	AZIONE SISMICA	7
7.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	9
8.	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO	11
9.	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	12
9.1.	TRAVI GRADINATA.....	12
9.2.	ELEMENTI PREFABBRICATI DI SOLAIO TIPO PREDALLES	16
9.2.1.	SOLAIO INTERMEDIO UFFICI DIREZIONE.....	17
9.2.2.	SOLAIO DI COPERTURA.....	17
9.3.	TRAVI DI SOLAIO	19
9.3.1.	SOLAIO INTERMEDIO UFFICI DIREZIONE.....	19
9.3.2.	SOLAIO DI COPERTURA.....	20
9.4.	TRAVI PARETE	22
9.5.	SETTI PERIMETRALI IN CLS	24

9.6.	TRAVI DI FONDAZIONE	25
9.6.1.	VERIFICA TRAVE DI FONDAZIONE 1mx1m	26
9.6.2.	VERIFICA TRAVE DI FONDAZIONE 2mx1m	27
9.6.3.	VERIFICA TRAVE IN FONDAZIONE 3mx1m	29

1. INTRODUZIONE

1.1. GENERALE

Nella presente relazione si riportano le verifiche preliminari relative alla struttura dell'Auditorium inserito nel progetto del centro servizi per il nuovo filobus di Verona. L'Auditorium, oggetto della presente relazione di calcolo, fa parte del Blocco A, così come identificato nel progetto di gara.

L'Auditorium risulta separato dalle altre strutture del Blocco A grazie all'inserimento, ad ogni piano, di un giunto strutturale che lo rende strutturalmente indipendente.

La struttura portante dell'Auditorium è costituita da travi e setti realizzati con calcestruzzo armato gettato in opera.

Le pareti perimetrali esterne sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera con spessore pari a 20 cm, ad eccezione del setto frontale che, per la fascia compresa tra la gradinata e il solaio del piano intermedio, viene realizzato con spessore pari a 30 cm.

La struttura portante della gradinata è composta da due travi inclinate realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera e sagomate in modo da fornire l'appoggio per le coppelle prefabbricate in calcestruzzo che costituiscono i gradoni stessi. Lo schema statico è quello di travi a campata singola semplicemente appoggiate: l'appoggio è fornito da una trave di fondazione nell'estremità bassa e dal setto frontale in c.a. di spessore 30 cm per l'estremità alta. Le coppelle prefabbricate sono appoggiate alle trave sagomate e, alle estremità, ai setti laterali in c.a..

Il solaio del piano intermedio adibito ad uffici così come quello del piano di copertura, è costituito da elementi di solaio prefabbricati di tipo predalles con luce di calcolo ≈ 4.9 m, appoggiati su travi realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera di luce pari a 13m supportate dai perimetrali laterali setti in calcestruzzo. Al di sopra degli elementi prefabbricati di solaio, viene realizzato, in opera, un getto di completamento in calcestruzzo armato.

Tutto l'edificio viene rivestito con pannelli prefabbricati di rivestimento.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'eseguire il dimensionamento dell'opera di cui alla seguente relazione, si è fatto riferimento alle seguenti normative tecniche:

D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Circ.Min. LL.PP. 24.09.88 n° 30483 Istruzioni applicative al D.M. 11.03.88

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

3. SOFTWARE UTILIZZATI

Il software per analisi agli elementi finite Straus7 ver. 2.3.3 è stato utilizzato per l'analisi degli elementi strutturali.

Il software VCASLU (sviluppato dall'Università degli studi di Brescia) ed alcuni fogli elettronici sviluppati da Ramboll Italia sono stati utilizzati per la verifica degli elementi strutturali.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO

Calcestruzzo C25/30 con caratteristiche fisico-meccaniche così come definite nel D.M. 14.

01.2008:

$R_{ck}=30 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a compressione cubica
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$	resist. caratt. cilindrica a compressione del cls
$f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c = 2.97 \text{ MPa}$	tensione ultima di aderenza
$f_{ctk0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot (2.56) = 1.8 \text{ MPa}$	resistenza a trazione caratteristica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata.
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente di sicurezza

4.2. ACCIAIO PER CEMENTI ARMATI

Acciaio tipo B450C con caratteristiche fisico-meccaniche così come definite nel D.M.14.01.2008:

$f_y \text{ nom}=450 \text{ MPa}$	valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
$f_t \text{ nom} = 540 \text{ MPa}$	valore nominale della tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico
$g_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza
$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo

$g = 78.5 \text{ kN/m}^3$ peso specifico

5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Nell'ambito delle analisi svolte, in assenza di una relazione geotecnica del sito, sono stati considerati i seguenti parametri del terreno:

Modulo di elasticità del terreno per interazione terreno strutture = $KW = 0.03 \text{ N/mm}^3$

Tensione ammissibile del terreno = $q_{amm} = 0.3 \text{ MPa}$

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI

Essendo gli elementi strutturali realizzati in calcestruzzo, la valutazione del peso proprio viene eseguita in ragione di 25 kN/m^3 . Nelle analisi svolte con modelli ad elementi finiti, il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali viene svolto automaticamente dal software utilizzato.

6.2. AZIONI PERMANENTI

6.2.1. SOLAIO DI COPERTURA

- | | | |
|---|---|---------------------|
| - | Peso proprio elementi prefabbricati di solaio tipo predalles 4+16+5 | 4 kN/m ² |
| - | Carichi permanenti da finitura solaio | 2 kN/m ² |

6.2.2. SOLAIO INTERMEDIO (uffici direzionali)

- | | | |
|---|---|---------------------|
| - | Peso proprio elementi prefabbricati di solaio tipo predalles 4+16+5 | 4 kN/m ² |
| - | Carichi permanenti da finitura solaio | 2 kN/m ² |

6.2.3. SOLAIO INTERMEDIO (uffici direzionali)

- | | | |
|---|---|-----------------------|
| - | Peso proprio elementi prefabbricati di solaio tipo predalles 4+16+5 | 4 kN/m ² |
| - | Carichi permanenti da finitura solaio | 2 kN/m ² |
| - | Muri divisorii interni | 1.2 kN/m ² |

6.2.4. GRADINATA

- | | | |
|---|---|-----------------------|
| - | Peso proprio coppelle prefabbricate in c.l.s. sp. 10 cm | 3.5 kN/m ² |
| - | Peso sagomatura trave per appoggio coppelle sp. 30 cm | 0.7 kN/m |
| - | Finiture interne, pannelli di rivestimento esterni, sedie, scalette | 2.0 kN/m ² |

6.2.5. FACCIATA

- Peso proprio pannelli di rivestimento 1.5 kN/m²

6.3. AZIONI ACCIDENTALI

6.3.1. SOLAIO DI COPERTURA

- Carico da manutenzione 0.5 kN/m²

6.3.2. SOLAIO INTERMEDIO (uffici direzionali)

- Carico accidentale 2.0 kN/m²

6.3.3. GRADINATA

- Carico accidentale 5.0 kN/m²

6.3.4. AZIONE DELLA NEVE

L'azione della neve viene esercitata solo sul solaio di copertura ed il valore del carico applicato risulta pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del coefficiente di forma μ_i risulta pari a 0.8.

Il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo q_{sk} per ($s < 200 \text{ m}$) in zona II risulta pari a $q_{sk} = 1.0 \text{ kN/m}^2$

Si assumono i coefficienti di esposizione C_E e il coefficiente termico C_t pari a 1.

6.3.5. AZIONE DEL VENTO

Il vento viene considerando spirante nelle due direzioni principali in pianta dell'edificio e in entrambe le direzioni non contemporaneamente, in modo da determinare le più gravose sollecitazioni dovute alla sua azione. La pressione del vento risulta pari a:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.65 \cdot 0.8 \cdot 1 = 0.52 \text{ kN/m}^2 \text{ per pareti sopravento con } z \leq 8 \text{ m}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.96 \cdot 0.8 \cdot 1 = 0.61 \text{ kN/m}^2 \text{ per pareti sopravento con } z = 13 \text{ m}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.65 \cdot (-0.4) \cdot 1 = -0.26 \text{ kN/m}^2 \text{ per pareti sottovento con } z \leq 8 \text{ m}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.96 \cdot (-0.4) \cdot 1 = -0.31 \text{ kN/m}^2 \text{ per pareti sottovento con } z = 13 \text{ m}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.96 \cdot (-0.4) \cdot 1 = -0.31 \text{ kN/m}^2 \text{ per la copertura}$$

Pressione di riferimento q_b

La pressione cinetica di riferimento q_b è data dall'espressione

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 391 \text{ N/m}^2 = 0.391 \text{ kN/m}^2$$

dove:

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{densità dell'aria}$$

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \quad \text{velocità di riferimento del vento per un periodo di ritorno di 50 anni}$$

Coefficiente di esposizione c_e

Il coefficiente di esposizione c_e è funzione dell'altezza z sul suolo, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. Essendo in zona I (Veneto), per classe di rugosità del terreno B (aree urbane), per la categoria di esposizione del sito IV si ha:

$k_r = 0.22$

$z_0 = 0.3 \text{ m}$

$z_{\min} = 8 \text{ m}$

Considerando che l'altezza massima dell'edificio in esame è pari a $z = 13.0 \text{ m}$ si hanno due diversi valori per il coefficiente di esposizione:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1.65 \text{ per } z \leq 8 \text{ m}$$

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1.96 \text{ per } z = 13 \text{ m}$$

avendo assunto il coefficiente di topografia $c_t = 1$.

Coefficiente di forma c_p e coefficiente dinamico c_d

Il coefficiente dinamico c_d viene assunto pari a 1.

Il coefficiente di forma c_p , in accordo con quanto prescritto dalla Circ.Min. LL.PP. 24.09.88 n° 30483, assume i seguenti valori:

$c_p = +0.8$ per pareti sopravvento

$c_p = -0.4$ per pareti sottovento

$c_p = -0.4$ per la copertura

6.3.6. AZIONE SISMICA

Secondo quanto descritto del §2 del D.M. 14.01.2008 la classe d'uso dell'edificio in esame viene definita come segue:

Vita nominale $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso III (vedi §C.2.4.2 Circ.Min. LL.PP. 24.09.88 n° 30483)

Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R \geq V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75$ anni

I parametri sismici del sito oggetto dell'intervento sono i seguenti:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,052	2,515	0,244
SLD	75	0,069	2,500	0,255
SLV	712	0,182	2,453	0,278
SLC	1462	0,236	2,431	0,284

Figura 6.1 – Parametri sismici

Gli spettri di risposta elastica associati ai vari stati limite, per il sito oggetto dell'intervento, sono i seguenti:

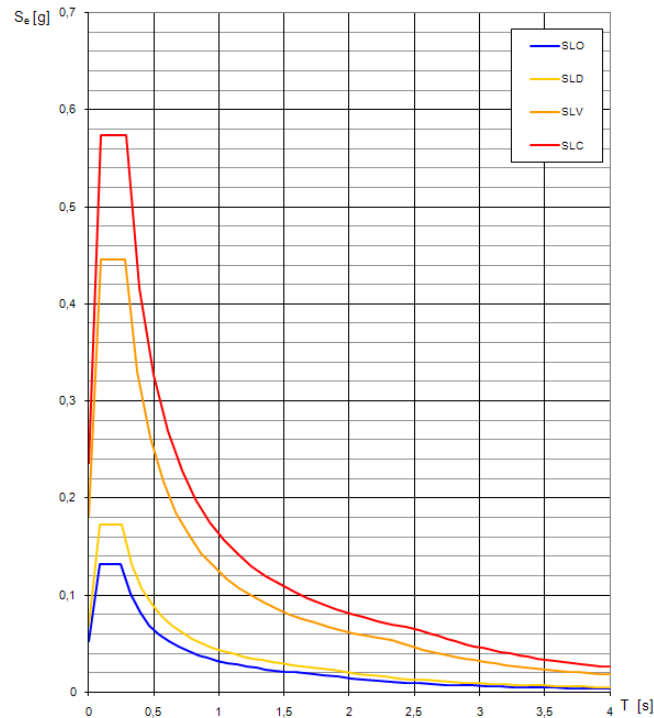


Figura 6.2 – Spettri di risposta elastici

Per la determinazione degli spettri di progetto per i vari stati limite agli SLU si assumono i seguenti parametri:

- Categoria del sottosuolo = C
- Categoria topografica = T1
- Classe di duttilità = CDB (classe di duttilità bassa)
- Fattore di struttura per le componenti orizzontali: $q = q_0 \cdot K_R$
 $K_R = 0.8$ (edificio non regolare in altezza)
 $q_0 = 3.0 \cdot a_u / a_1 = 3 \cdot 1.2 = 3.6$ (classe di duttilità bassa per strutture a pareti accoppiate)
 $a_u / a_1 = 1.2$ (strutture a pareti accoppiate)
- Fattore di struttura per le componenti verticali: $q = 1.5$

Per il dimensionamento e la verifica di resistenza degli elementi strutturali, lo stato limite da considerarsi, essendo l'edificio in esame di classe III, è lo stato limite di vita (SLV):

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,182 g
F_0	2,453
T_C	0,278 s
S_S	1,433
C_C	1,601
S_T	1,000
q	2,304

Parametri dipendenti

S	1,433
η	0,434
T_B	0,149 s
T_C	0,446 s
T_D	2,327 s

Figura 6.3

Parametri dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{nv}	0,105 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,411
S	1,000
η	0,667

Figura 6.4

Parametri dello spettro di risposta verticale per lo SLV

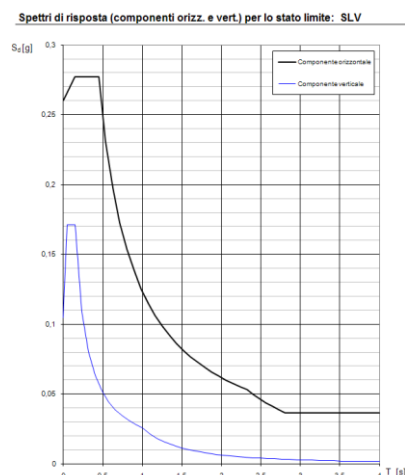


Figura 6.5 - Spettri di risposta orizzontale e verticale per lo SLV

Il valore dell'azione sismica è stato calcolato tramite un'analisi lineare statica. Il periodo del primo modo di vibrare, calcolato in modo analitico, ha il seguente valore:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 143^{3/4} = 0.36 \text{ s} < \min(2.5 \cdot T_C ; T_D) \text{ con:}$$

$C_1 = 0.05$ per struttura a pareti accoppiate

H = altezza dell'edificio in metri a partire dal piano di fondazione = 14 m

7. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si considerano le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

Combinazione sismica:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + E + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazioni rare, impiegate per gli stati limite di esercizio (SLE):

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

Combinazioni frequenti, impiegate per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazioni quasi permanenti, impiegate per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

G_{kj} è il valore caratteristico della j-esima azione permanente (peso proprio; permanenti portati;...)

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile di base per ogni combinazione

Q_{ki} è il valore caratteristico della i-esima azione variabile

E è il valore dell'azione sismica definita come la più gravosa tra le seguenti combinazioni tra le azioni sismiche orizzontali (direzioni x e y) e l'azione sismica verticale (direzione z): 1.0 EX + 0.3 EY + 0.3 EZ; 0.3 EX + 1.0 EY + 0.3 EZ; 0.3 EX + 0.3 EY + 1.0 EZ

γ_G ; γ_Q sono i coefficienti parziali

ψ_{0i} ; ψ_{1i} ; ψ_{2i} sono i coefficienti di combinazione

Per la combinazione impiegata negli stati limite ultimi (SLU), i valori dei coefficienti parziali e di modello sono riportati nelle seguenti tabelle

Azioni generiche

	Sfavorevoli alla sicurezza	Favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1.3	1
γ_{Qi}	1.5	0

I valori dei coefficienti parziali sono riportati nella seguente tabella:

Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Uffici	0.7	0.5	0.3
Gradinata	0.7	0.7	0.6
Vento	0.6	0.2	0
Neve	0.5	0.2	0
Copertura	0	0	0

8. DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO

Un modello di calcolo agli elementi finiti è stato utilizzato per l'analisi degli elementi strutturali secondo le azioni e le combinazioni delle azioni precedentemente descritte.

Il modello agli elementi finiti è stato realizzato col Software Straus7 ver. 2.3.3, utilizzando elementi beam (elementi trave) ed elementi plate/shell (elementi piastra). Sono stati modellati solamente gli elementi strutturali portanti:

- travi di fondazione
- travi di solaio
- travi della gradinata
- setti in calcestruzzo perimetrali
- tutti gli altri elementi strutturali e non (partizioni interne, elementi prefabbricati di solaio, pannelli di rivestimento esterno) sono stati inseriti nel modello come carico statico agente.

Un'analisi statica lineare è stata svolta sul modello agli elementi finiti, per le singole condizioni di carico e per le combinazioni di carico precedentemente descritte.

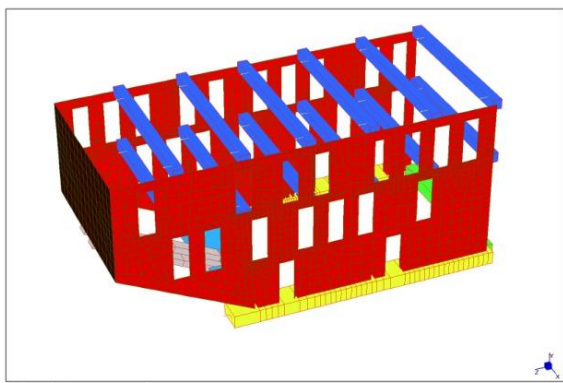


Figura 8.1 - Modello agli elementi finiti

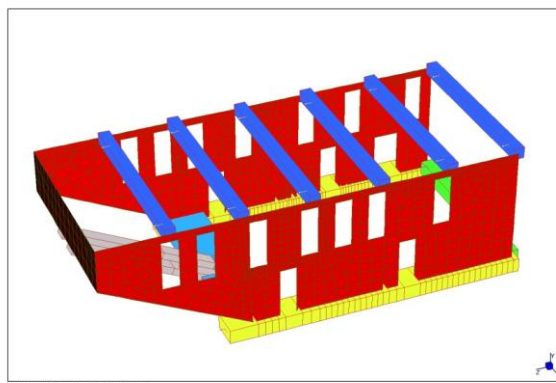


Figura 8.2 - Modello agli elementi finiti senza solaio di copertura

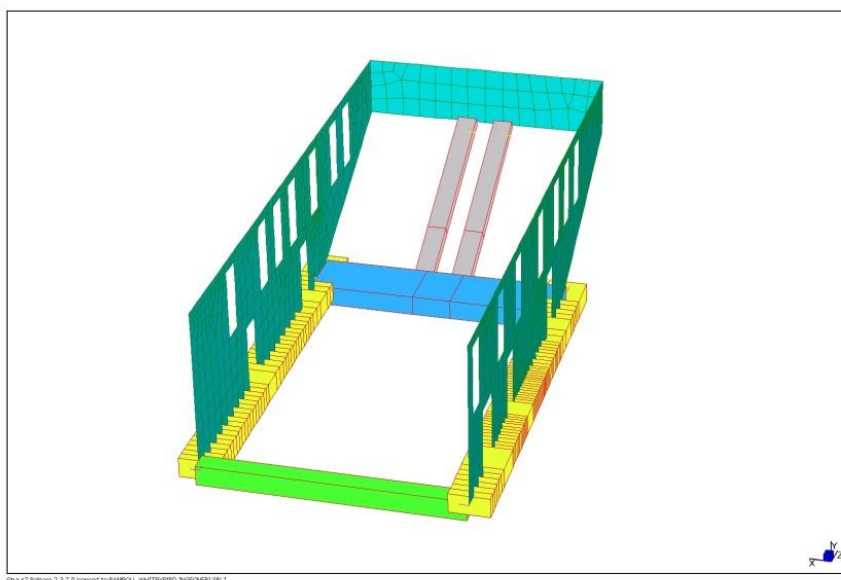


Figura 8.3 – Modello agli elementi finiti senza elementi strutturali solai

9. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

Si riporta di seguito la verifica degli elementi strutturali eseguita per le massime sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico precedentemente descritte.

9.1. TRAVI GRADINATA

Le travi in calcestruzzo armato gettato in opera che sostengono la gradinata, hanno una sezione pari a 100x50 cm e sono posizionate, in pianta, a fianco dell'uscita presente nella gradinata stessa.

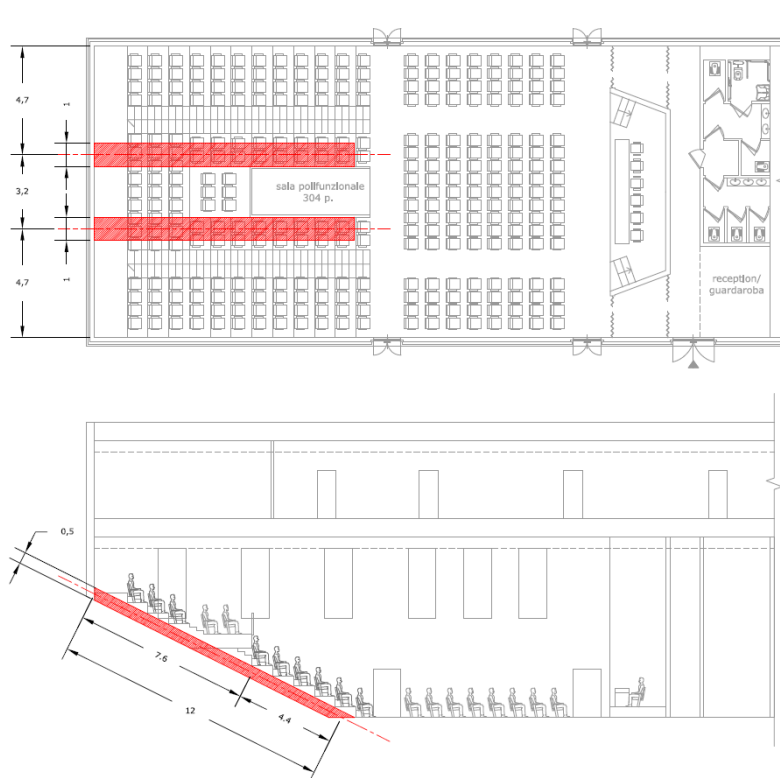


Figura 9.1 – Pianta e sezione travi gradinata

Lo schema statico adottato è quello di trave semplicemente appoggiata a campata singola con luce di calcolo pari a circa 12 m. La larghezza di competenza è pari a:

$4.7/2 + 3.2/2 = 3.95$ m per il tratto di lunghezza pari a 7.6 m a partire dall'estremità alta della trave

$4.7/2 = 2.35$ m per il tratto di lunghezza pari a 4.4 m a partire dall'estremità bassa della trave.

I carichi applicati sulla porzione superiore della trave ($L=7.6$ m) sono quindi:

PESO PROPRIO TRAVE

Calcolato automaticamente dal software in ragione di 25 kN/m³

CARICHI PERMANENTI PORTATI

$$0.7 + (3.5+2.0) \cdot (4.7/2+3.2/2) = 22.4 \text{ kN/m}$$

CARICHI ACCIDENTALI

$$5.0 \cdot (4.7/2+3.2/2) = 20.0 \text{ kN/m}$$

I carichi applicati sulla porzione inferiore della trave (L=4.4 m) sono quindi:

PESO PROPRIO TRAVE

Calcolato automaticamente dal software in ragione di 25 kn/m³

CARICHI PERMANENTI PORTATI

$$0.7 + (3.5+2.0) \cdot (4.7/2 + 0.5) = 16.5 \text{ kN/m}$$

CARICHI ACCIDENTALI

$$5.0 \cdot (4.7/2 + 0.5) = 14.0 \text{ kN/m}$$

Dalle analisi svolte le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agli stati limite ultimi risultano le seguenti:

$$M_{Ed,SLU} = 826 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,SLU} = 284 \text{ kN}$$

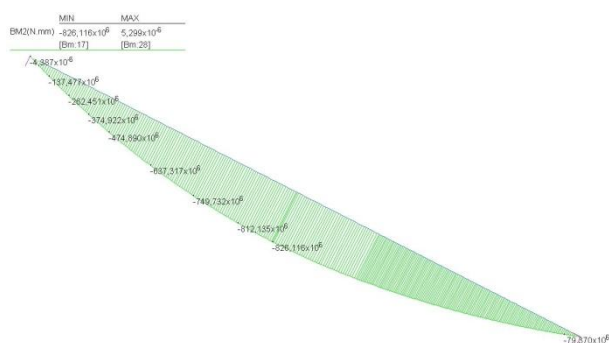


Figura 9.2

Massima sollecitazione flettente agli SLU

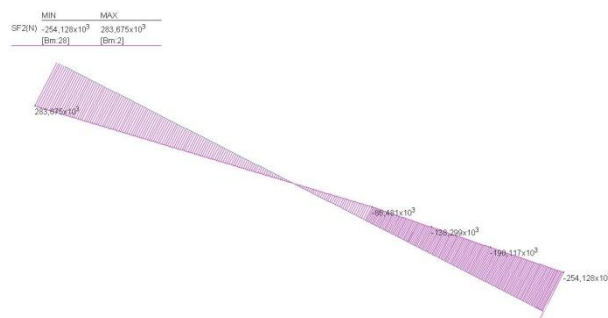


Figura 9.3

Massima sollecitazione tagliante agli SLU

Armando la trave nella sezione di mezzeria con 9Ø24 superiormente e 18Ø24 inferiormente, il momento resistente vale: $M_{rd} = 1224 \text{ kNm} > M_{Ed,SLU} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave gradinata 50x100

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

TITOLO: Trave gradinata 50x100

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	40,72	5,8
			2	81,43	44,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 1,224 kNm

Materiali: B450C C25/30

σ_{su} 67,5 % σ_{sc2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² σ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 σ_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 7,642 %
d 44,2 cm
x 13,88 x/d 0,3141
 δ 0,8326

Tipo Sezione: Rettangolare Trapeziale
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

Figura 9.4 – Verifica a flessione agli SLU

Ipotizzando di avere in prossimità della sezione maggiormente sollecitata a taglio un'armatura a lembo inferiore realizzata con 9Φ24 e di predisporre 2 staffe Φ16 a passo 150 mm la resistenza a taglio vale: $V_{Rd} = 852 \text{ kN} > V_{Ed,SLU} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

$V_{Ed} = 284 \text{ KN}$ Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

Resistenze di calcolo

$f_{yk} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo acciaio $\gamma_s = 1,15$
 $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
 $f_{td} = 0,98 \text{ N/mm}^2$ Resistenza a trazione di calcolo

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd} > V_{Ed}$

$$V_{Rd} = \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{yk})^{1/3} / \gamma_s + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot (V_{ed} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot d) = 254 \text{ KN}$$

c = 25 mm Copriferro
d = 451 mm Altezza utile della sezione
b_w = 1000 mm Larghezza minima della sezione
A_{sl} = 4072 mm² Armatura longitudinale
 $\rho_l = 0,0090$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
N_{Ed} = 0 KN Valore di calcolo dello sforzo assiale agente
 $\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$ Tensione media di compressione della sezione (deve risultare $< 0,2f_{cd}$)

k = 1,87
v_{min} = 0,38

$V_{Ed} = 284 \geq 254 = V_{Rd} \text{ KN}$ VERIFICA NON SODDISFATTA: ARMARE A TAGLIO

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd} > V_{Ed}$

$\theta = 45^\circ$ OK inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sv} / s) \cdot f_{yk} \cdot (ct \cdot \alpha + ct \cdot \theta) \cdot \sin \alpha = 852 \text{ KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot f_{cd} \cdot (ct \cdot \alpha + ct \cdot \theta) \cdot (1 + ct \cdot \theta) = 1.432 \text{ KN}$$

$\phi = 16 \text{ mm}$ Diametro barre trasversali
n = 4 n° barre trasversali
A_{sv} = 804 mm² Armatura trasversale
s = 150 mm Interasse tra due armature trasversali consecutive
 $\alpha = 90^\circ$ Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
 $f_{cd} = 7,06 \text{ N/mm}^2$ Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $= 0,5 f_{cd}$
 $\alpha_s = 1,00$

$V_{Ed} = 284 \leq 852 = V_{Rd} \text{ KN}$ OK

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

a_s = 202,95 mm OK ≥ 20

Figura 9.5 – Verifica a taglio agli SLU

La massima inflessione della trave agli stati limite d'esercizio risulta pari a $d_{max,SLE} = 34 \text{ mm}$.

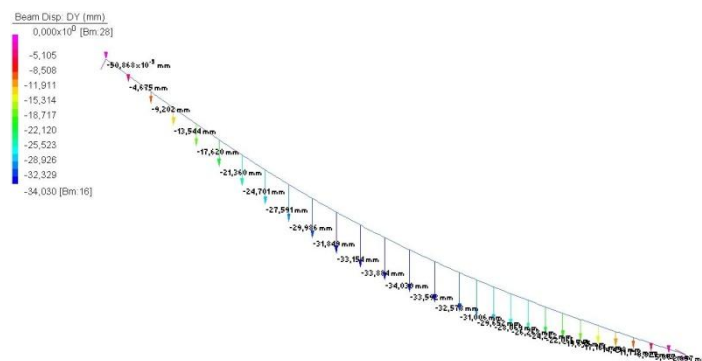


Figura 9.6 – Massime inflessioni agli SLE

Tale valore di inflessione risulta inferiore al limite pari a $1/250$ della luce libera di inflessione: $d_{lim} = 12000/250 = 48 \text{ mm} > d_{max,SLE} = 41 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$.

9.2. ELEMENTI PREFABBRICATI DI SOLAIO TIPO PREDALLES

Per la realizzazione dei solai si utilizzano elementi prefabbricati tipo predalles sui quali, una volta posati in opera, viene eseguito un getto di completamento in calcestruzzo armato in modo da ottenere una sezione trasversale così definita:

4 cm di soletta inferiore prefabbricata

16 cm di blocchi di alleggerimento in polistirolo

5 cm di getto di completamento in calcestruzzo armato al di sopra dei blocchi di alleggerimento

La larghezza dei pannelli prefabbricati viene considerata pari a 1.2 m; le lastre prefabbricate vengono analizzate con schema statico di trave semplicemente appoggiata ad unica campata con luce di calcolo pari a 4.96 m.

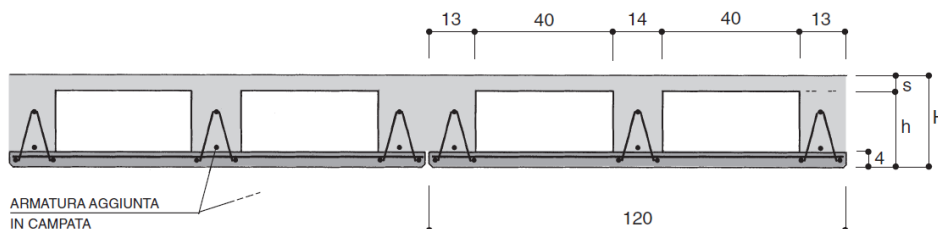


Figura 9.7 – Sezione trasversale lastre prefabbricate di solaio

Con riferimento alla Figura 9.7 si ha:

$h = 16 \text{ cm}$

s = 5 cm

H = 25 cm

I carichi agenti sugli elementi prefabbricati di solaio sono i seguenti:

9.2.1. SOLAIO INTERMEDIO UFFICI DIREZIONE

Peso proprio elementi prefabbricati di solaio:	4.0 kN/m2
Permanenti portati per finiture di solaio/controsoffitti:	2.0 kN/m2
Muri divisori:	1.2 kN/m2
Totale pesi propri + permanenti portati	7.2 kN/m2
Accidentali	2.0 kN/m2

9.2.2. SOLAIO DI COPERTURA

Peso proprio elementi prefabbricati di solaio:	4.0 kN/m2
Permanenti portati per finiture di solaio/controsoffitti:	2.0 kN/m2
Totale pesi propri + permanenti portati	6.0 kN/m2
Carico neve	0.8 kN/m2
Carico distribuito da manutenzione	0.5 kN/m2

La combinazione di carico più gravosa agli stati limite ultimi risulta quindi essere la seguente:

$$q_{SLU} = 1.3 \cdot 7.2 + 1.5 \cdot 2.0 = 12.4 \text{ kN/m}^2$$

mentre la combinazione di carico più gravosa per le verifiche agli stati limite d'esercizio risulta essere:

$$q_{SLE} = 1.0 \cdot 7.2 + 1.0 \cdot 2.0 = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

Si considera, per un elemento prefabbricato di solaio, una sezione trasversale resistente a T con le seguenti caratteristiche:

Larghezza anima = 40 cm

Altezza anima = 16 cm

Larghezza flangia = 120 cm

Spessore flangia = 5 cm

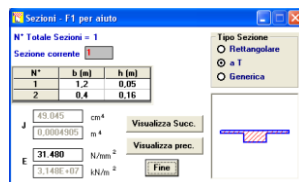


Figura 9.8 – Sezione resistente lastre prefabbricate di solaio

Si riportano i grafici del momento flettente e dell'azione tagliante agli SLU e la deformata agli SLE:

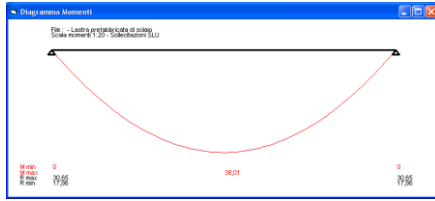


Figura 9.9 - Momento flettente SLU

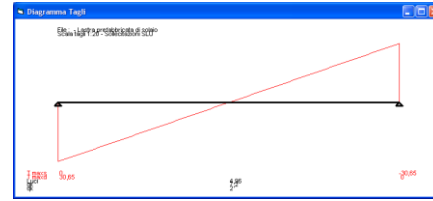


Figura 9.10 - Taglio SLU

Max momento flettente SLU = $M_{Ed,SLU} = 38 \text{ kNm}$

Max taglio SLU = $V_{Ed,SLU} = 31 \text{ kN}$

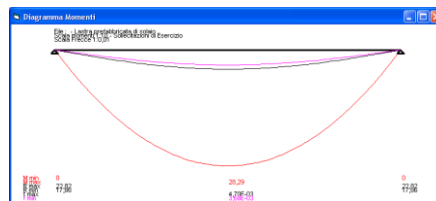


Figura 9.11 - Massima inflessione SLE

La massima freccia agli stati limite d'esercizio (δ_{SLE}) risulta inferiore al limite $L/250$:

$\delta_{SLE} = 4.52 \text{ mm} < \delta_{limite} = L/250 = 4960/250 = 19.84 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

Inserendo nell'elemento prefabbricato di solaio un'armatura aggiuntiva costituita da $3\Phi 18/120$ al lembo inferiore e r.e.s. $\Phi 8/20 \times 20$ al lembo superiore, il momento resistente di calcolo vale: $M_{C,Rd} = 57.12 \text{ kNm} > M_{Ed,SLU} = 38 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

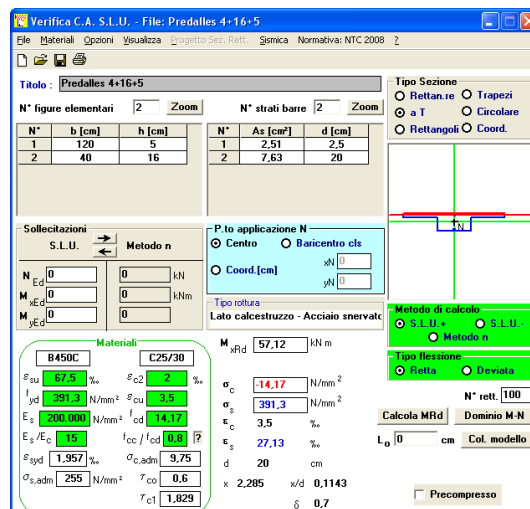


Figura 9.12 – Momento resistente

Il taglio resistente della sezione, senza l'inserimento di armature aggiuntive a taglio risulta pari a : $V_{Rd} = 55 \text{ kN} < V_{Ed,SLU} = 31 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

NTC 2008 4.1.2.1.3 - Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

$V_{Ed} =$	31	KN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
Resistenze di calcolo			
$f_{yd} =$	391,30	N/mm ²	Resistenza di calcolo acciaio
$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²	Resistenza di calcolo calcestruzzo
$f_{td} =$	0,96	N/mm ²	Resistenza a trazione di calcolo
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd} > V_{Ed}$			
$V_{Rd} =$		$\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctd})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	
		= 55 KN	
$c =$	25	mm	Copri ferro
$d =$	201	mm	Altezza utile della sezione
$b_w =$	400	mm	Larghezza minima della sezione
$A_{long} =$	763	mm ²	Armatura longitudinale
$\rho_l =$	0,0095		Rapporto geometrico di armatura longitudinale
$N_{Ed} =$	0	KN	Valore di calcolo dello sforzo assiale agente
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	Tensione media di compressione della sezione (deve risultare $< 0,2f_{ctd}$)
$k =$	2,00		
$v_{min} =$	0,49		
$V_{Ed} =$	31	$\leq$	55 $= V_{Rd}$ KN OK, ARMATURA MINIMA A TAGLIO RICHIESTA

Figura 9.13 – Resistenza a taglio

9.3. TRAVI DI SOLAIO

Le travi di solaio realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera, sulle quali appoggiano gli elementi prefabbricati di solaio, hanno una sezione trasversale quadrata di lato pari a 80 cm. Lo schema statico è quello di trave semplicemente appoggiata a campata singola con luce di calcolo pari a 13.0 m. L'area di influenza di una singola trave è pari a 4.96 m.

I carichi agenti sono i seguenti:

9.3.1. SOLAIO INTERMEDIO UFFICI DIREZIONE

Peso proprio trave	16.0 kN/m
Peso proprio elementi prefabbricati di solaio:	17.0 kN/m
Permanenti portati per finiture di solaio/controsoffitti:	10.0 kN/m
Muri divisorii:	6.0 kN/m
Totale pesi propri + permanenti portati	49.0 kN/m
Accidentali	10.0 kN/m

9.3.2. SOLAIO DI COPERTURA

Peso proprio trave	16.0 kN/m
Peso proprio elementi prefabbricati di solaio:	17.0 kN/m
Permanenti portati per finiture di solaio/controsoffitti:	10.0 kN/m
Totale pesi propri + permanenti portati	43.0 kN/m
Neve	4.0 kN/m
Carico distribuito da manutenzione	2.5 kN/m

La combinazione di carico più gravosa agli stati limite ultimi risulta quindi essere la seguente:

$$q_{SLU} = 1.3 \cdot 49.0 + 1.5 \cdot 10 = 80.0 \text{ kN/m}$$

mentre la combinazione di carico più gravosa per le verifiche agli stati limite d'esercizio risulta essere:

$$q_{SLE} = 1.0 \cdot 49.0 + 1.0 \cdot 10.0 = 59.0 \text{ kN/m}$$

Si riportano i grafici del momento flettente e dell'azione tagliante agli SLU e la deformata agli SLE:

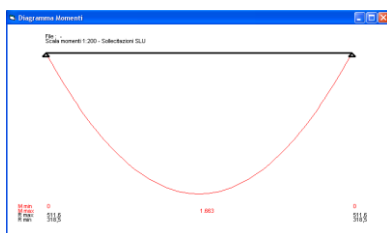


Figura 9.14 - Momento flettente SLU

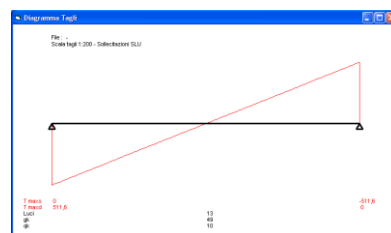


Figura 9.15 - Taglio SLU

Max momento flettente SLU = $M_{Ed,SLU} = 1663 \text{ kNm}$

Max taglio SLU = $V_{Ed,SLU} = 512 \text{ kN}$

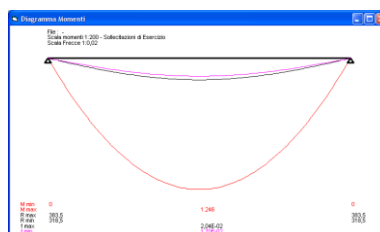


Figura 9.16 - Massima inflessione SLE

La massima freccia agli stati limite d'esercizio (δ_{SLE}) risulta inferiore al limite $L/250$:

$$\delta_{SLE} = 17.0 \text{ mm} < \delta_{limite} = L/250 = 13000/250 = 52 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Armando la trave con 6 Φ 24 superiormente e 12 Φ 26 inferiormente per la sezione più sollecitata, il momento resistente di calcolo vale:

MC,Rd = 1674 kNm > ME_d,SLU = 1663 kNm → VERIFICATO

Figura 9.17 – Momento resistente

Inserendo nella sezione d'appoggio un'armatura a taglio costituita da 2 staffe Φ 12/150, il taglio resistente vale $V_{Rd} = 798 \text{ kN} < V_{Ed,SLU} = 512 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

NTC 2008 4.1.2.1.3 - Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Figura 9.18 – Resistenza a taglio

9.4. TRAVI PARETE

La porzione di setto perimetrale frontale in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore pari a 30 cm funge da supporto alle travi di supporto della gradinata. Il setto funziona quindi come una trave parete incastrata alle estremità ai setti in calcestruzzo perimetrali laterali e caricata puntualmente dalle travi di supporto della gradinata.

La sezione trasversale della trave ha quindi una base pari a 30 cm (spessore del setto) e un'altezza pari a 335 cm. Lo schema statico adottato è quello di trave incastrata a campata singola con luce di calcolo pari a 13.0 m. I due carichi puntuali dovuti agli scarichi delle travi di supporto della gradinata, sono posizionati a 4.7 m a partire dalla sezione di incastro.

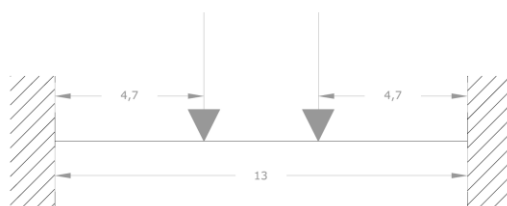


Figura 9.19 – Schema statico trave parete

I carichi agenti sono i seguenti:

CARICHI PERMANENTI DISTRIBUITI

Peso proprio trave	25.0 kN/m
Peso pannelli di rivestimento facciata	$1.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.35 \text{ m} = 5.0 \text{ kN/m}$

CARICHI PERMANENTI PUNTUALI

Pesi propri + permanenti portati	165 kN
Accidentali	91.5 kN

Si riportano i grafici del momento flettente e dell'azione tagliante agli SLU e la deformata agli SLE:



Figura 9.20 - Momento flettente SLU

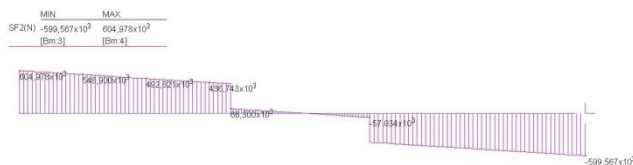


Figura 9.21 - Taglio SLU

Max momento flettente SLU = $M_{Ed,SLU} = 2538 \text{ kNm}$

Max taglio SLU = $V_{Ed,SLU} = 605 \text{ kN}$

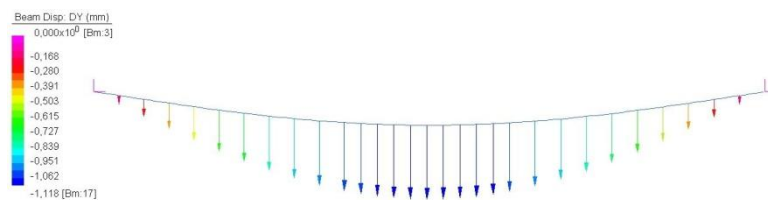


Figura 9.22 - Massima inflessione SLE

La massima freccia agli stati limite d'esercizio (δ_{SLE}) risulta inferiore al limite $L/250$:

$\delta_{SLE} = 1.1 \text{ mm} < \delta_{limite} = L/250 = 13000/250 = 52 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

Armando la trave con 4 Φ 26 superiormente e 4 Φ 26 inferiormente per la sezione più sollecitata, il momento resistente di calcolo vale:

$M_{C,Rd} = 2684 \text{ kNm} > M_{Ed,SLU} = 2538 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

N° figure elementari			N° strati barre		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	335	1	21,24	6,4
			2	21,24	328,6

Sollecitazioni		Metodo n	
N _{Ed}	0 kN	N	0 kN
M _{Ed}	0 kNm	M	0 kNm
V _{Ed}	0 kN	V	0 kN

Materiali		Metodo di calcolo	
B450C	C25/30	S.L.U. +	S.L.U. -
σ_{su} 67,5 %	σ_{c2} 2 %	Metodo n	
f_{yd} 391,3 N/mm²	σ_{cu} 3,5 %		
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14,17		
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8		
σ_{syd} 1,957 %	$\sigma_{c,adm}$ 9,75		
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6		
	τ_{c1} 1,829		

Tipo rottura		Tipo flessione	
Lato acciaio - Acciaio snervato		Retta	Deviate
M _{xRd} 2.684 kNm			
σ_c -14,17 N/mm²			
σ_s 391,3 N/mm²			
ϵ_c 2,466 ‰			
ϵ_s 67,5 ‰			
d 328,6 cm			
x 11,58 x/d 0,03524			
δ 0,7			

Figura 9.23 – Momento resistente

Inserendo nella sezione d'appoggio un'armatura a taglio costituita da 1 staffa Φ 8/150, il taglio resistente vale $V_{Rd} = 779 \text{ kN} < V_{Ed,SLU} = 605 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

$V_{Ed} = 605$ KN Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

Resistenze di calcolo

$f_{cd} = 391.30$ N/mm² Resistenza di calcolo acciaio $\gamma_s = 1.15$
 $f_{td} = 14.11$ N/mm² Resistenza di calcolo calcestruzzo $\gamma_c = 1.5$
 $f_{td} = 0.99$ N/mm² Resistenza a trazione di calcolo

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd1} > V_{Ed}$

$V_{Rd1} = 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctd})^{1/3} / (1 + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 297$ KN

$c = 25$ mm Copriferro
 $d = 320$ mm Altezza utile della sezione
 $b_w = 300$ mm Larghezza minima della sezione
 $A_{s,req} = 3214$ mm² Armatura longitudinale
 $\rho_l = 0.0032$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
 $N_{Ed} = 0$ KN Valore di calcolo dello sforzo assiale agente
 $\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm² Tensione media di compressione della sezione (deve risultare $< 0.25 f_{cd}$)

$k = 1.25$
 $v_{rib} = 0.24$

$V_{Ed} = 605 > 297 = V_{Rd1}$ KN VERIFICA NON SODDISFATTA: ARMARE A TAGLIO

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd2} > V_{Ed}$

$\theta = 45^\circ$ OK inclinazione puntori di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$V_{Rd2} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{tr} / s) \cdot f_{ctd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 779$ KN
 $V_{Rd2} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{ctd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot (1 + \cot^2 \theta) = 3.143$ KN

$\phi = 8$ mm Diametro barre trasversali
 $n = 2$ n° barre trasversali
 $A_{tr} = 101$ mm² Armatura trasversale
 $s = 150$ mm Interasse tra due armature trasversali consecutive
 $\alpha = 90^\circ$ Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
 $f_{ctd} = 7.08$ N/mm² Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $= 0.5 f_{cd}$
 $\alpha_c = 1.00$

$V_{Ed} = 605 \leq 779 = V_{Rd2}$ KN OK

le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$a_l = 1485$ mm OK ≥ 20

Figura 9.24 – Resistenza a taglio

9.5. SETTI PERIMETRALI IN CLS

L'analisi dei setti perimetrali realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera con spessore 20 cm, è stata svolta tramite l'utilizzo di un modello agli elementi finiti. I carichi applicati sono quelli descritti nel §6. Dalla più gravosa combinazione agli stati limite ultimi, si ottiene un massimo valore di compressione nel calcestruzzo pari a:

$\sigma_{cls,max,SLU} = 12.4$ MPa $< f_{cd} = 14.11$ MPa $\rightarrow$ VERIFICATO.

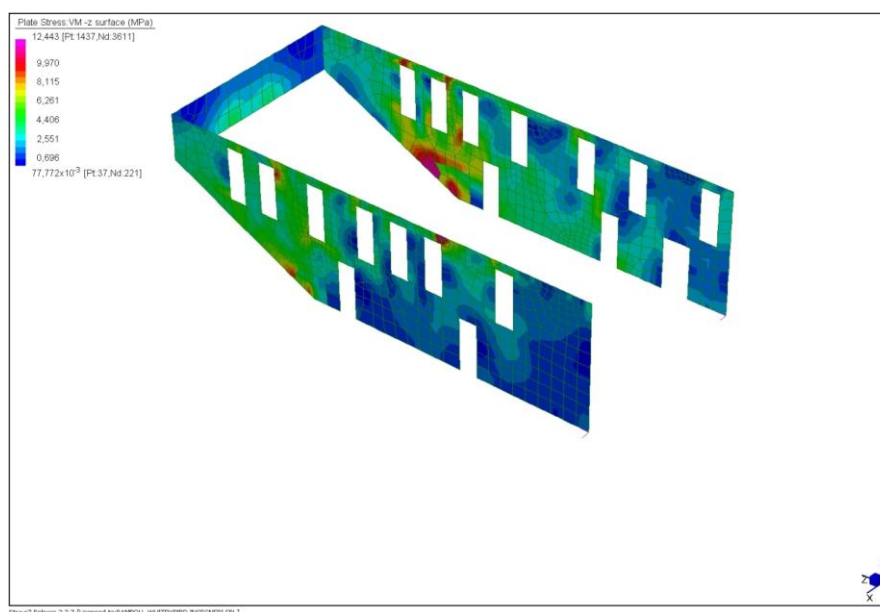


Figura 9.25 – Massimi stress nel calcestruzzo agli SLU

9.6. TRAVI DI FONDAZIONE

I setti perimetrali in calcestruzzo armato poggiano su travi di fondazione realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera. L'analisi delle travi di fondazione è stata svolta utilizzando il modello di calcolo agli elementi finiti considerando lo schema statico di trave su suolo elastico.

Sono presenti tre diverse sezioni trasversali:

base = 1m, altezza = 1m per la trave di fondazione sull'allineamento del giunto strutturale tra l'auditorium e la restante porzione del Blocco A. Per queste travi si è adottata una costante elastica del terreno pari a $0.03 \cdot 1000 = 30 \text{ MPa}$ (vedi §5)

base = 2m, altezza = 1m per le travi di fondazione a sostegno dei setti perimetrali laterali. Per queste travi si è adottata una costante elastica del terreno pari a $0.03 \cdot 2000 = 60 \text{ MPa}$ (vedi §5)

base = 3m, altezza = 1m per la trave di fondazione in corrispondenza delle travi inclinate a supporto della gradinata. Per questa trave si è adottata una costante elastica del terreno pari a $0.03 \cdot 3000 = 90 \text{ MPa}$ (vedi §5)

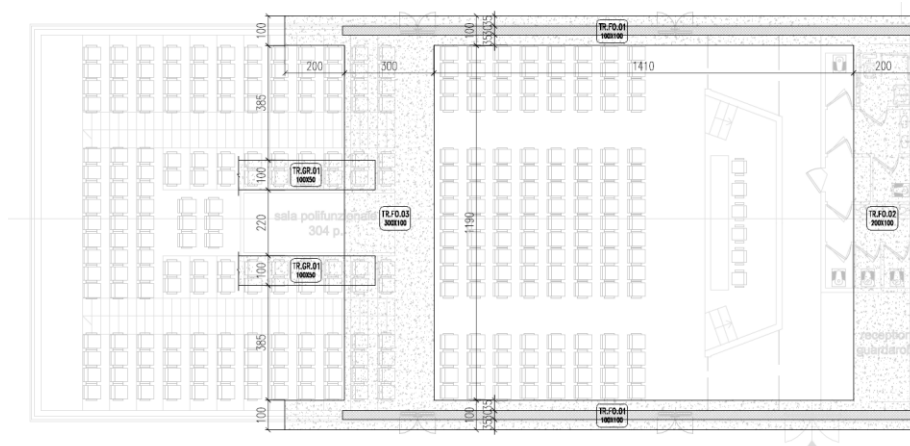


Figura 9.26 – Pianta travi di fondazione

VERIFICA PRESSIONI IN FONDAZIONE

Il massimo spostamento verticale delle travi in fondazione agli stati limite ultimi risulta pari a: $\delta_{SLE} = 8.74$ mm

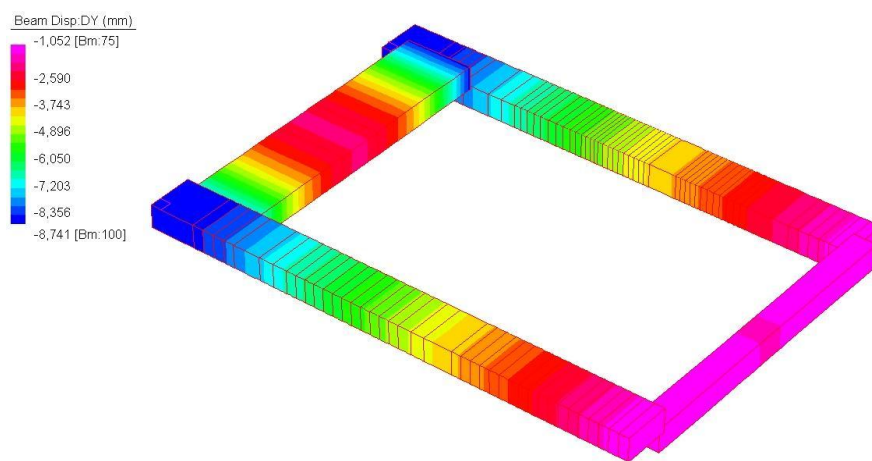


Figura 9.27 – Cedimenti in fondazione agli SLE

La pressione sul terreno di fondazione dovuta a tali cedimenti risulta pari a:

$$\sigma_{\text{terreno,SLE}} = 8.74 \text{ mm} \cdot 0.03 \text{ N/mm}^3 = 0.26 \text{ MPa} < q_{\text{amm,terreno}} = 0.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.6.1. VERIFICA TRAVE DI FONDAZIONE 1mx1m

Si riportano le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agli stati limite ultimi:

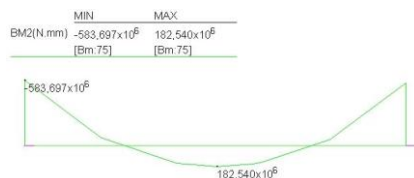


Figura 9.28 – Momento flettente SLU

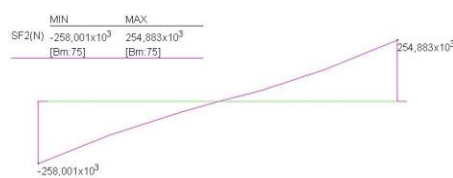


Figura 9.29 – Taglio SLU

Massimo momento SLU: $M_{Ed,SLU} = 584 \text{ kNm}$

Massimo taglio SLU: $V_{Ed,SLU} = 285 \text{ kN}$

Disponendo un'armatura longitudinale costituita da 4 $\Phi 24$ al lembo superiore e 4 $\Phi 24$ al lembo inferiore, il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 799.6 \text{ kNm} > M_{Ed,SLU} = 584 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

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

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

Titolo: Trave fondazione 1m x 1m

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	6,4
2	22,62	93,6

Sollecitazioni S.L.U.

Metodo n

N 0 kN
Ed 0 kN
M 0 kNm
Ve 0 kN
My 0 kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baicentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C **C25/30**

f_{yk} 47,5 % f_{yk2} 2 %
 f_{yk} 391,3 N/mm² f_{yk2} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 f_{yk} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{c,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M 799,6 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_s 44,48 %
 d 93,6 cm
 x 6,828 x/d 0,07294
 δ 0,7

Tipo Sezione

☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Flessa ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Figura 9.30 – Momento resistente

La resistenza a taglio, senza disporre armature aggiuntive a taglio, risulta pari a:

$$VRd = 289 \text{ kN} > VEd,SLU = 285 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$V_{Ed} = 285 \text{ KN}$ Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

Resistenze di calcolo

$f_{yk} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo acciaio $\gamma_s = 1,15$
 $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
 $f_{ctd} = 0,96 \text{ N/mm}^2$ Resistenza a trazione di calcolo

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd} > V_{Ed}$

$$V_{Rd} = \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{yk})^{1/3} / f_{ctd} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot (v_{Rd} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 289 \text{ KN}$$

$c = 40 \text{ mm}$ Copriferro
 $d = 936 \text{ mm}$ Altezza utile della sezione
 $b_w = 1000 \text{ mm}$ Larghezza minima della sezione
 $A_{s,req} = 1810 \text{ mm}^2$ Armatura longitudinale
 $\rho_1 = 0,0019$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
 $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$ Valore di calcolo dello sforzo assiale agente
 $\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$ Tensione media di compressione della sezione (deve risultare $< 0,2 f_{cd}$)

$k = 1,46$
 $v_{Rd} = 0,31$

$V_{Ed} = 285 \leq 289 = V_{Rd} \text{ KN}$ OK, ARMATURA MINIMA A TAGLIO RICHIESTA

Figura 9.31 – Resistenza a taglio

9.6.2. VERIFICA TRAVE DI FONDAZIONE 2mx1m

Si riportano le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agli stati limite ultimi:

	MIN	MAX
BM2(N.mm)	-338,005x10 ⁶	1,435x10 ⁹
	[Bm.560]	[Bm.35]



Figura 9.32 – Momento flettente SLU

	MIN	MAX
SF2(N)	-1,249x10 ⁶	1,235x10 ⁶
	[Bm.100]	[Bm.101]

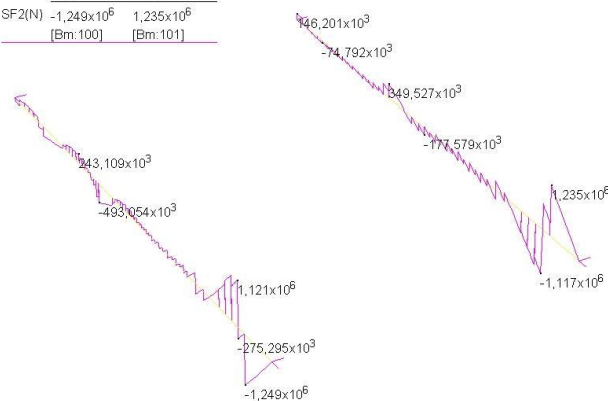


Figura 9.33 – Taglio SLU

Massimo momento SLU: $M_{Ed,SLU} = 1435 \text{ kNm}$

Massimo taglio SLU: $V_{Ed,SLU} = 1249 \text{ kN}$

Disponendo un'armatura longitudinale costituita da 9 $\Phi 24$ al lembo superiore e 9 $\Phi 24$ al lembo inferiore, il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 1445 \text{ kNm} > M_{Ed,SLU} = 1435 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

Figura 9.34 – Momento resistente

Disponendo un'armatura aggiuntiva a taglio nella sezione più sollecitata, costituita da due staffe $\Phi 16/150$, il taglio resistente risulta pari a:

$V_{Rd} = 1767 \text{ kN} > V_{Ed,SLU} = 1249 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

$V_{Ed} = 1.249$ kN Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

Resistenze di calcolo

$f_{cd} = 391.30$ N/mm² Resistenza di calcolo acciaio $\gamma_s = 1.15$
 $f_{td} = 14.11$ N/mm² Resistenza di calcolo calcestruzzo $\gamma_c = 1.5$
 $f_{td} = 0.98$ N/mm² Resistenza a trazione di calcolo

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio $V_{Ed} > V_{Rd1}$

$V_{Rd1} = \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctd} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \right] \cdot b_w \cdot d \leq (V_{Rd2} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 578$ KN

$\sigma = 40$ mm Copriferro
 $d = 536$ mm Altezza utile della sezione
 $b_w = 2000$ mm Larghezza minima della sezione
 $A_{sl} = 4072$ mm² Armatura longitudinale
 $\rho_l = 0.0022$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale
 $N_{Ed} = 0$ kN Valore di calcolo dello sforzo assiale agente
 $\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm² Tensione media di compressione della sezione (deve risultare $< 0.2 f_{cd}$)

$k = 1.46$
 $V_{Rd1} = 0.31$

$V_{Ed} = 1.249 \geq 578 = V_{Rd1}$ KN **VERIFICA NON SODDISFATTA: ARMARE A TAGLIO**

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio $V_{Ed} > V_{Rd1}$

$\theta = 45^\circ$ OK inclinazione punti di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$V_{Rd2} = \left[0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{wd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \right] = 1.767$ kN
 $V_{Rd3} = \left[0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot (1 + \cot^2 \theta) \right] = 5.943$ kN

$\phi = 16$ mm Diametro barre trasversali
 $n = 4$ n° barre trasversali
 $A_{sw} = 804$ mm² Armatura trasversale
 $s = 150$ mm Interasse tra due armature trasversali consecutive
 $\alpha = 90^\circ$ Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
 $f_{wd} = 7.06$ N/mm² Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $\approx 0.5 f_{cd}$
 $\sigma_{cp} = 1.00$

$V_{Ed} = 1.249 \leq 1.767 = V_{Rd2}$ KN **OK**

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$a_s = 421.2$ mm **OK**

Figura 9.35 – Resistenza a taglio

9.6.3. VERIFICA TRAVE IN FONDAZIONE 3m x 1m

Si riportano le massime sollecitazioni flettenti e taglianti agli stati limite ultimi:



Figura 9.36 – Momento flettente SLU

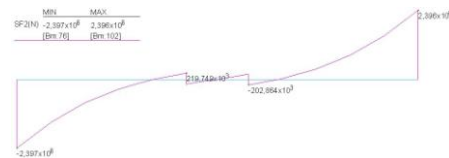


Figura 9.37 – Taglio SLU

Massimo momento SLU: $M_{Ed,SLU} = 3380$ kNm

Massimo taglio SLU: $V_{Ed,SLU} = 2397$ kN

Disponendo un'armatura longitudinale costituita da 26 $\Phi 24$ al lembo superiore e 13 $\Phi 24$ al lembo inferiore, il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 4068$ kNm $> M_{Ed,SLU} = 3380$ kNm $\rightarrow$ VERIFICATO

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica trave di fondazione 300x100

Titolo: Trave di fondazione 300x100

N° figure elementari: 1 ZOOM

N° strati barre: 2 ZOOM

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N: 0 kN

M: 0 kNm

P to application N

Centro Baricentro c/c

Coord. [cm]

Materiali

B450C C25/30

f_{yk}: 475 N/mm² f_{yk}: 2 N/mm²

f_{td}: 211.3 N/mm² f_{td}: 1.5 N/mm²

E_s: 200,000 N/mm² E_c: 14,17 N/mm²

f_{yk}: 1,357 N/mm² f_{yk}: 9.75 N/mm²

σ_{c,adm}: 295 N/mm² σ_{c,adm}: 0.6 N/mm²

τ_{yk}: 1.829 N/mm² τ_{yk}: 1.829 N/mm²

M_{Ed}: 4.068 kNm

σ_c: 14.17 N/mm²

σ_s: 391.3 N/mm²

ε_s: 3.5 ‰

ε_s: 29.90 ‰

d: 93.2 cm

x: 9.743 x/d: 0.1045

δ: 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U. Metodo n

Calcolo MEd

Domino M.N

l₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 9.38 – Momento resistente

Diponendo un'armatura aggiuntiva a taglio nella sezione più sollecitata, costituita da tre staffe $\Phi 16/150$, il taglio resistente risulta pari a:

$$V_{Rd} = 2651 \text{ kN} > V_{Ed,SLU} = 2397 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$V_{Ed} = 2.397 \text{ kN}$ Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

Resistenze di calcolo

$f_{yk} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo acciaio $\gamma_s = 1.15$

$f_{td} = 14.11 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo calcestruzzo $\gamma_c = 1.5$

$f_{yk} = 0.90 \text{ N/mm}^2$ Resistenza a trazione di calcolo

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd} > V_{Ed}$

$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{yk})^{1/3} / (\gamma_s + 0.15 \cdot \sigma_{cp})] \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma = 867 \text{ kN}$

$c = 40 \text{ mm}$ Copriferro

$d = 936 \text{ mm}$ Altezza utile della sezione

$b_w = 3000 \text{ mm}$ Larghezza minima della sezione

$A_{s,imp} = 5881 \text{ mm}^2$ Armatura longitudinale

$\rho_l = 0.0021$ Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ Valore di calcolo dello sforzo assiale agente

$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$ Tensione media di compressione della sezione (deve risultare $< 0.2 f_{yk}$)

$k = 1.46$

$V_{Rd} = 0.31$

$V_{Ed} = 2.397 \geq 867 = V_{Rd} \text{ kN}$ VERIFICA NON SODDISFATTA: ARMARE A TAGLIO

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio $V_{Rd} > V_{Ed}$

$\theta = 45^\circ$ OK inclinazione puntini di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$V_{Rd} = [0.9 \cdot d \cdot (A_{s,imp} / s) \cdot f_{yk} \cdot (\alpha \cdot a + c) \cdot \beta \cdot \gamma] \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma = 2.651 \text{ kN}$

$V_{Rd} = [0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot \beta \cdot f_{yk} \cdot (\alpha \cdot a + c) \cdot \beta \cdot \gamma] \cdot (1 + c \cdot \beta \cdot \gamma) = 8.915 \text{ kN}$

$\phi = 16 \text{ mm}$ Diametro barre trasversali

$n = 6$ n° barre trasversali

$A_{s,imp} = 1206 \text{ mm}^2$ Armatura trasversale

$s = 150 \text{ mm}$ Interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha = 90^\circ$ Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$f_{yk} = 7.06 \text{ N/mm}^2$ Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $= 0.5 f_{yk}$

$\alpha_s = 1.00$

$V_{Ed} = 2.397 \leq 2.651 = V_{Rd} \text{ kN}$ OK

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$a_l = 421.2 \text{ mm}$ OK > 0

Figura 9.39 – Resistenza a taglio