

RELAZIONE STRUTTURALE

2.1 INTRODUZIONE

Descrizione della struttura

Il presente fascicolo ha come obbiettivo il progetto e la verifica degli elementi strutturali di un edificio che sarà adibito a liceo scientifico. Alcune parti dell'edificio saranno aperte ad un'utenza esterna all'ambito scolastico ordinario, mentre altre soltanto a studenti, personale amministrativo, personale ATA e docenti dell'istituto.

La struttura ha una pianta rettangolare di dimensioni 85,5x18,8m e presenta un piano interrato e tre fuori terra. I collegamenti tra i vari piani sono stati realizzati attraverso elementi di comunicazione verticale: una scala interna, due scale esterne con esclusiva funzione antincendio e un vano ascensore.

La struttura portante è realizzata in calcestruzzo armato, essa risulta essere composta da elementi verticali, pilastri e controventi (questi ultimi formati da setti murari in calcestruzzo armato) collegati tra loro grazie travi principali e secondarie che costituiscono gli elementi orizzontali della struttura. I solai di interpiano e di copertura sono in laterocemento e le fondazioni, date le buone caratteristiche di portanza del suolo, sono state pensate come fondazioni superficiali continue a trave rovesci, collegate tramite delle travi di collegamento, necessarie a contenere gli spostamenti relativi tra gli elementi di fondazione e per assorbire gli sforzi assiali da essi indotti.

Vita nominale dell'edificio

La vita nominale di progetto V_n di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta a manutenzione ordinaria, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_n da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC2018. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tipi di costruzioni	Valori minimi di V_n (anni)
Costruzioni temporanee provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

L'edificio in esame ricade nella tipologia "Costruzioni con livelli di prestazione ordinari", conseguentemente la durata minima prevista è di 50 anni.

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

La tipologia di calcestruzzo scelto è C25/30, dove C ci indica la classe di resistenza, il fattore 25 la resistenza a compressione cilindrica caratteristica f_{ck} ed il fattore 30 la resistenza a compressione cubica caratteristica R_{ck} .

Caratteristiche	
Densità	2500 Kg/m ³
Resistenza a compressione cilindrica f_{ck}	25 N/mm ²
Resistenza di calcolo f_{cd}	14,2 N/mm ²
Resistenza per compressione centrata f'_{cd}	11,3 N/mm ²
Tensione ammissibile in esercizio σ_c	11,2 N/mm ²
Per compressione centrata σ'_c	7,8 N/mm ²

Acciaio di armatura

La tipologia di acciaio scelto è il B450C, un acciaio in barre nervate a aderenza migliorata, dove B indica beton (CLS), il numero 450 la resistenza a snervamento caratteristica f_{yk} e C la duttilità dell'acciaio.

Caratteristiche	
Densità	7500 Kg/m ³
Resistenza caratteristica f_{tk}	540 N/mm ²
Tensione di snervamento f_{yk}	450 N/mm ²
Resistenza di calcolo f_{yd}	391 N/mm ²
Tensione ammissibile in esercizio $\sigma's$	360 N/mm ²

2.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Le azioni sono state individuate secondo la normativa NTC2008 che descrive la classificazione di esse in:
-*Permanenti (G)*, dove sono comprese tutte quelle azioni legate al peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G_1), peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2), spostamenti impressi e presollecitazioni

-*Variabili (Q)*, ovvero le azioni che agiscono con valori istantanei che possono variare sensibilmente durante la vita nominale della struttura e comprendono sovraccarichi, azione del vento, della neve e della temperatura

-*Eccezionali (A)*, intese come le azioni che si verificano solo eccezionalmente come incendi, esplosioni, urti ed impatti

-*Sismiche (E)*, le azioni derivanti dai terremoti

Azioni permanenti

Nelle tabelle sottostanti si va ad individuare i pesi di ogni elemento costruttivo appartenente alla categoria G_1 e G_2 .

Partizione orizzontale interna (I e II piano)

	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie [kN / m ²]
Piastrelle	2	0,40
Massetto alleggerito	6	0,84
Solaio in Laterocemento di tipo Omnia-bausta	28+5	3,95
Controsoffitto D112 KNAUF	6	0,17
	45	5,36

Partizione orizzontale sospesa tra piano terra e piano interrato

	Spessore [cm]	Carico su unità di superfice [kN / m²]
Piastrelle	2	0,40
Massetto alleggerito	6	0,84
Solaio in Laterocemento di tipo Omnia-bausta	25+8	3,95
Barriera a vapore	0, 1	0,0017
Isolante	11	0,007
Controsoffitto D112 KNAUF	6	0,17
	56,1	5,36

Chiusura orizzontale superiore

	Spessore [cm]	Carico su unità di superfice [kN / m²]
Membrana bituminosa	0,1	0,045
Isolamento	11	0,007
Barriera a vapore	0, 1	0,0017
Massetto di pendenza	5	0,31
Massetto di posa alleggerito	3	0,70
Solaio in Laterocemento di tipo Omnia-bausta	25+8	3,95
Controsoffitto D112 KNAUF	6	0,17
	57,2	5,12

Chiusura verticale esterna

	Spessore [cm]	Carico su unità di superfice [kN / m²]
Intonaco	2,5	0,50
Muratura	24	1,92
Barriera a vapore	0,1	0,0017
Isolamento	11	0,007
Intonaco	2,5	0,50
Intercapedine	-	-
Doppia pelle	2	-
	40,1	1,65

Partizioni verticali interne

	Spessore [cm]	Carico su unità di superfice [kN / m²]
Intonaco	1,5	0,30

Forati	12	0,96
Intonaco	1,5	0,30
	15	1,56

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito g_2 , per gli elementi divisori con $1,00 < g_2 < 2,00$ mi riferirò ad un carico uniforme pari a $0,80 \text{ kN/m}^2$.

Carichi complessivi permanenti gravanti sul solaio di copertura

<i>Gk1</i>	3,95	kN /m^2
<i>Gk2</i>	1,17	kN /m^2
	5,12	kN /m^2

Carichi complessivi permanenti gravanti sul solaio di piano

<i>Gk1</i>	3,95	kN /m^2
<i>Gk2</i>	1,41	kN /m^2
<i>Gk2 (carico tramezzi)</i>	0,80	kN /m^2
	6,16	kN /m^2

Azioni accidentali

Destinazione d'uso

I carichi variabili di esercizio per una scuola Secondaria di secondo grado sono generalmente riferibili a 3 kN/mq , nelle tabelle sottostanti si è considerato per il piano terra un carico variabile di 4 kN/mq vista la presenza di ambienti come la biblioteca, l'aula magna e la mensa.

Carichi accidentali in copertura

Per i carichi gravanti sul solaio di copertura invece si considerano il carico della neve e la possibilità di accedere al tetto per lavori di manutenzione.

Il carico neve è ricavato mediante la seguente:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_i$$

- μ_i indica il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento di carico di neve al suolo (kN/m^2)
- C_e il coefficiente di esposizione
- C_i il coefficiente termico

Essendo che l'inclinazione della copertura della falda di copertura è minore di 30° il fattore μ_i sarà pari a 0.8; la città di Gorizia è situata in una zona II per cui il carico q_{sk} sarà pari a 1 kN/m^2 ed i valori C_e e C_i saranno pari ad 1.

$$q_s = 0,8 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Carichi variabili considerando q_k pari a 3 kN/mq

CARICHI VARIABILI	
--------------------------	--

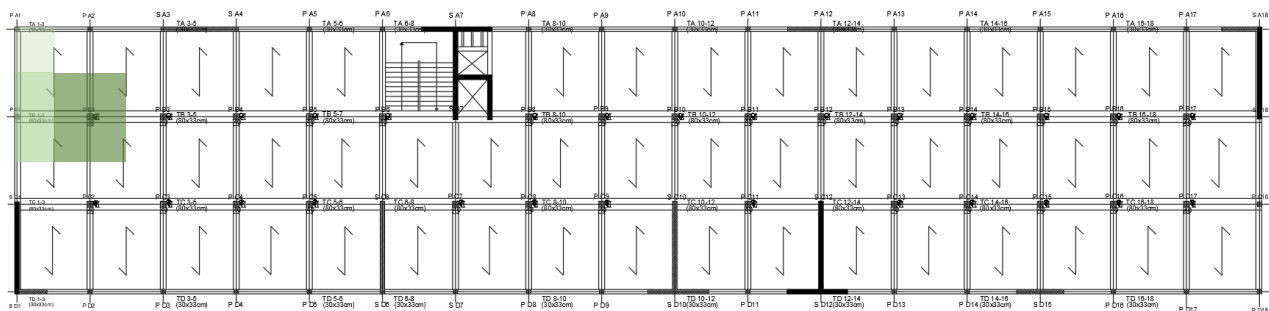
Valori dei sovraccarichi per categoria d'uso	kN /m ² (q _k)
	3
Carico neve	q _s = μ _i ·q _{sk} ·C _e ·C _t
	0,8
	3,8

Carichi variabili considerando q_k pari a 4 kN/mq

CARICHI VARIABILI	
Valori dei sovraccarichi per categoria d'uso	kN /m ² (q _k)
	4
Carico neve	q _s = μ _i ·q _{sk} ·C _e ·C _t
	0,8
	4,8

2.4 PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI

Per un calcolo di pre-dimensionamento dei pilastri, si può seguire un procedimento approssimato basato sulla scomposizione della pianta in aree di influenza. In ogni zona considerata si dovrà moltiplicare l'area per un coefficiente amplificativo, nel caso della superficie rilevante per il dimensionamento dei pilastri centrali, un coefficiente riduttivo per la superficie utile al calcolo dei pilastri d'angolo ed un coefficiente di valore irrilevante per l'area di interesse dei pilastri di bordo.



	Area	Coefficiente	Area di influenza
B2	30 m ²	1,4	42 m ²
B1	15 m ²	1,0	15 m ²
A1	7,5 m ²	0,8	6 m ²

Azioni sui pilastri

Per ricavare il carico gravante su ogni pilastro bisogna moltiplicare i carichi permanenti, variabili e accidentali ricavati per l'area di influenza, aggiungendo a questo la somma del peso delle travi pre-dimensionate ed il peso del pilastro. A questi poi vanno sommati anche i carichi variabili dovuti alla neve e alla destinazione d'uso moltiplicati per l'area di influenza considerata.

Pilastro centrale-B2

Impalcato copertura	$42 \cdot 5,12$	215,04
Trave	$1,2 \cdot 0,35 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 25$	15,75
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Carico neve	$42 \cdot 0,8$	33,60
		273,00 kN

Solaio piano terra	$42 \cdot 5,88$	246,96
Trave	$1,2 \cdot 0,35 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 25$	15,75
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Carichi variabili per destinazioni d'uso	$42 \cdot 4$	168,00
		439,31 kN

Solaio di piano	$42 \cdot 5,88$	246,96
Trave	$1,2 \cdot 0,35 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 25$	15,75
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Carichi variabili per destinazioni d'uso	$42 \cdot 3$	126,00
		397,31 kN

Pilastro di bordo-B1

Impalcato copertura	$15 \cdot 5,12$	76,80
Trave	$1,2 \cdot 0,30 \cdot 0,30 \cdot 6 \cdot 25$	16,20
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Carico neve	$15 \cdot 0,8$	12,00
		113,60 kN

Solaio piano terra	$15 \cdot 5,88$	88,20
Trave	$1,2 \cdot 0,35 \cdot 0,30 \cdot 6 \cdot 25$	16,20
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Chiusura verticale	$1,65 \cdot 1,2 \cdot 6$	11,88
Carichi variabili per Destinazioni d'uso	$15 \cdot 4$	60,00
		173,00 kN

Solaio di piano	$15 \cdot 5,88$	88,20
-----------------	-----------------	-------

Trave	$1,2 \cdot 0,35 \cdot 0,30 \cdot 6 \cdot 25$	16,20
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Chiusura verticale	$1,65 \cdot 6$	9,90
Carichi variabili per Destinazioni d'uso	$15 \cdot 3$	45,00
		168,00 kN

Pilastro di angolo-A1

Impalcato copertura	$6 \cdot 5,12$	30,72
Trave	$1,2 \cdot 0,30 \cdot 0,30 \cdot 3 \cdot 25$	8,10
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Carico neve	$6 \cdot 0,8$	12,00
		59,42 kN

Solaio piano terra	$6 \cdot 5,88$	35,28
Trave	$1,2 \cdot 0,35 \cdot 0,30 \cdot 3 \cdot 25$	8,10
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Chiusura verticale	$6,05 \cdot (2,5+3)$	33,27
Carichi variabili per Destinazioni d'uso	$6 \cdot 4$	24,00
		109,27 kN

Solaio di piano	$6 \cdot 5,88$	35,28
Trave	$1,2 \cdot 0,35 \cdot 0,30 \cdot 3 \cdot 25$	8,10
Pilastro	$0,35 \cdot 0,30 \cdot 3,30 \cdot 25$	8,60
Chiusura verticale	$6,05 \cdot (2,5+3)$	33,27
Carichi variabili per Destinazioni d'uso	$6 \cdot 3$	18,00
		103,27 kN

Dimensionamento delle sezioni

Dopo aver calcolato i carichi gravanti sui pilastri si passa alla fase di dimensionamento delle sezioni ed alla verifica agli stati limite ultimi e di esercizio.

Per il dimensionamento delle sezioni i simboli riguardano:

- Il carico ***F_k*** dato dall'impalcato superiore considerato gravante sul pilastro
- Lo sforzo assiale ***N_k*** è la somma progressiva dei carichi di solaio
- Il valore di calcolo dell'azione assiale ***N_{ed}*** è ottenuta amplificando lo sforzo precedente per il coefficiente di sicurezza parziale ***γ_f***=1,43
- L'area teorica minima di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione calcolata si ottiene con la formula ***A_{co}***=***N_{ed}***/***f'_{cd}*** (*f'_{cd}* è proprio del cls C25/30)
- Le dimensioni ***a******x******b*** effettive scelte per frangente del pilastro considerato
- L'area effettiva di calcestruzzo ***A_c***
- La sezione teorica minima di armatura ***A_{s0}***=***0,10xN_{ed}***/***f_{yd}*** pari almeno al 0,03% della sezione ***A_c***

- L'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero dei ferri ed il loro diametro
- L'area **As** della sezione effettiva dell'armatura metallica

Per la verifica delle sezioni agli stati limite di esercizio (SLE):

- L'area ideale $A_{ie}=A_c+\alpha_e A_s$ ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente di omogeneizzazione $\alpha_e=15$ per il calcolo elastico di esercizio
- La tensione nel calcestruzzo $\sigma_c=N_k/A_{ie}$ per la verifica della compressione in esercizio, tensione che non deve superare il valore di 7,8 pari al valore massimo sostenibile per uno sforzo a compressione centrata

Per la verifica delle sezioni agli stati limite ultimi (SLU):

- L'area ideale $A_{ir}=A_c+A_s f_{yd}^*/f'_{cd}$ ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente f_{yd}/f'_{cd} (34,6) per il calcolo di rottura della sezione
- Il valore resistente $N_{rd}=f'_{cd} A_{ir}$ dello sforzo assiale da confrontarsi con quello agente N_{ed}
- Il rapporto $\gamma_r=N_{rd}/N_{ed}$ tra resistenza ed azione nella sezione per un uniforme confronto e deve risultare $\gamma_r>1$

Pilastro centrale-C38

	Fk	Nk	Ned	Aco	axb	Ac	Aso	nΦ	As
	kN	kN	kN	cm ²	cm	cm ²	cm ²	mm	cm ²
2°	273,00	273,00	390,40	345,48	40X30	1200	3,6	6Φ14	9,23
1°	397,31	670,31	958,54	848,27	40X30	1200	3,6	6Φ14	9,23
PR	397,31	1067,62	1526,70	1351,06	40X40	1600	4,8	8Φ14	12,30
PI	439,31	1507,00	2155,01	1907,08	50X40	2000	6	8Φ14	12,30

Ora si procede alla verifica degli stati limite ultimi e di esercizio

	Aie	σc	σc<7,8	Air	Nrd	γr	γr>1
	cm ²	MPa		cm ²	kN		
2°	1338,4	2,03	OK	1519,36	1716,8	4,40	OK
1°	1338,4	5,00	OK	1519,36	1716,8	1,80	OK
PR	1784,5	6,00	OK	2025,58	2288,9	1,49	OK
PI	2184,5	6,90	OK	2425,60	2740,9	1,27	OK

Pilastro di bordo-C37

	Fk	Nk	Ned	Aco	axb	Ac	Aso	nΦ	As
	kN	kN	kN	cm ²	cm	cm ²	cm ²	mm	cm ²
2°	113,60	113,60	162,48	143,36	30x30	900	2,7	4Φ14	6,15
1°	168,00	281,60	401,83	355,60	30x30	900	2,7	4Φ14	6,15
PR	168,00	449,60	642,93	568,96	30X30	900	2,7	4Φ14	6,15
PI	173,00	622,60	890,32	787,90	30X30	900	2,7	4Φ14	6,15

Ora si procede alla verifica degli stati limite di esercizio ed ultimi.

	Aie	σ_c	$\sigma_c < 7,8$	Air	Nrd	Yr	Yr > 1
	cm ²	MPa		cm ²	kN		
2°	992,3	0,12	OK	1112,8	1257,4	7,70	OK
1°	992,3	0,28	OK	1112,8	1257,4	3,13	OK
PR	992,3	0,45	OK	1112,8	1257,4	1,96	OK
PI	992,3	0,63	OK	1112,8	1257,4	1,41	OK

Pilastro di angolo-D55

	Fk	Nk	Ned	Aco	axb	Ac	Aso	nΦ	As
	kN	kN	kN	cm ²	cm	cm ²	cm ²	mm	cm ²
2°	59,4	59,4	85,0	75,1	30x30	900	2,7	4Φ14	6,15
1°	103,2	162,6	232,5	205,7	30x30	900	2,7	4Φ14	6,15
PR	103,2	265,8	380,1	336,3	30x30	900	2,7	4Φ14	6,15
PI	109,2	375	536,2	474,5	30x30	900	2,7	4Φ14	6,15

Ora si procede alla verifica degli stati limite di esercizio ed ultimi.

	Aie	σ_c	$\sigma_c < 7,8$	Air	Nrd	Yr	Yr > 1
	cm ²	MPa		cm ²	kN		
2°	992,3	0,06	OK	1112,8	1257,4	14,8	OK
1°	992,3	0,16	OK	1112,8	1257,4	5,4	OK
PR	992,3	0,27	OK	1112,8	1257,4	3,3	OK
PI	992,3	0,38	OK	1112,8	1257,4	2,3	OK

Armature metalliche

Per le armature metalliche longitudinali si ipotizza il mantenimento, per tutti i pilastri della struttura in oggetto, un **diametro di Φ14** con un passo non superiore a **25cm**. Per cui stimato questo valore si determina che **le staffe non presenteranno fra loro un passo maggiore di 16,8cm** (ovvero 12 volte Φ14) e che presenteranno un diametro maggiore a 3 mm.

Si ipotizza dunque che **le staffe avranno un diametro pari a Φ8** ed un **passo variabile tra i 10-15 cm**.

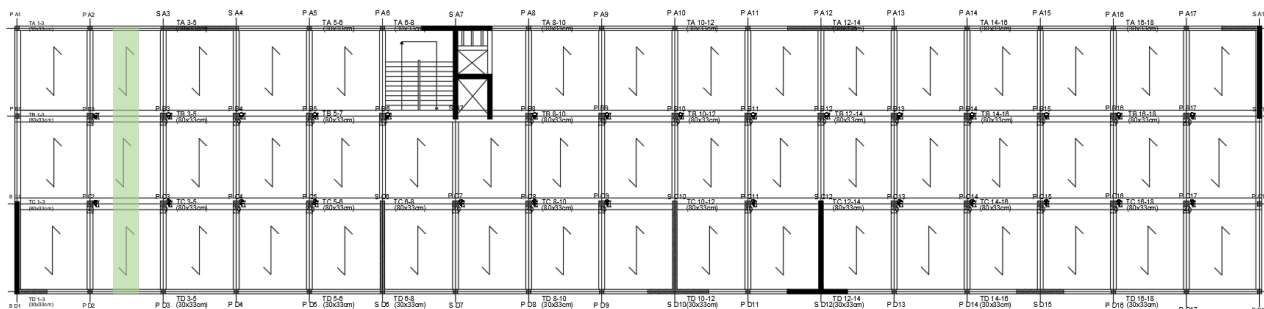
Per le **ripresе dei ferri** ai vari piani si considera invece una lunghezza di ancoraggio minima pari a **lb > 40Φ (60cm)**.

Conclusioni:

Le verifiche agli SLU e SLE per i pilastri B2, B1 e A1 risultano essere soddisfatte.
Vedere tavola **N° 08**.

2.5 PROGETTO E VERIFICA DEI SOLAI

Si è fatto riferimento ad una porzione del solaio di interpiano, posto tra il piano terra ed il primo piano, costituita da tre campate contigue di luce pari a 6,00m.



Dall'analisi dei carichi sui solai interpiano risultano i seguenti valori G_1 , G_2 e Q_k :

Per ottenere i valori dei carichi permanenti strutturali e non strutturali (G_1 e G_2), viene calcolato il peso del solaio con annesso il carico permanente non strutturale riguardante gli elementi divisorii, che avendo un valore di carico su unità di lunghezza compreso tra i 1,00 ed i 2,00 kN/m potrà assumere con un valore pari a 0,80 kN/m².

	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie [kN / m²]
Piastrelle	2	0,40
Massetto alleggerito	6	0,84
Solaio in Laterocemento di tipo Omnia-bausta	25+8	3,95
Controsoffitto D112 KNAUF	6	0,17
Trazzetti ripartiti	-	0,80
	56,1	6,16

Per calcolare i carichi accidentali Q_k si considera il valore di 3 kN/mq, corrispondente al valore di sovraccarico d'uso corrispondente per un edificio ospitante un edificio scolastico come quello in oggetto.

Carichi permanenti strutturali G_1 (Solaio in laterocemento 28+5)	3,95 kN / m²
Carichi permanenti non strutturali G_2 (Massetto alleggerito, piastrelle, controsoffitto)	2,56 kN / m²
Carichi Accidentali Q_k	3,00 kN / m²

Per l'analisi delle sollecitazioni si considera una porzione di solaio, individuata nella sua sezione di orditura, pari all'interasse tra i travetti (50 cm). Di conseguenza i carichi per metro lineare di solaio sono:

G_{k1}	3,95 kN / m ² x 0,5m	1,97 kN/m
G_{k2}	2,56 kN / m ² x 0,5m	1,13 kN/m
Q_{k1}	3,00 kN / m ² x 0,5m	1,50 kN/m

Considerando come obiettivo dell'analisi delle sollecitazioni quello di ottenere la massima entità del momento di taglio e sforzo assiale in tutte le sezioni dell'elemento strutturale analizzato, sarà necessario

considerare diverse combinazioni di carico ipotizzando che le massime sollecitazioni non siano date da una distribuzione del carico massimo totale agente su tutte le campate del solaio. Queste combinazioni permettono di sviluppare una variabilità dei carichi calcolata attraverso coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}):

COEFFICIENTI VARIABILI SLU			COEFFICIENTI VARIABILI SLE		
	γ_{sfav}	γ_{fav}		γ_{sfav}	γ_{fav}
G1	1,3	1,0	G1	1,0	1,0
G2	1,5	0,8	G2	1,0	0,8
Qk	1,5	0,0	Qk	1,0	0,8

Pertanto, considerati i valori indicati nella tabella riportata, i *carichi per metro lineare* risultano:

Per lo SLU

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,30 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 2,56 \text{ kN/m} + 1,70 \text{ kN/m} + 2,25 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{6,51 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,0 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 0,80 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 1,97 \text{ kN/m} + 0,90 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{2,87 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

Per lo SLE

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,00 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 1,97 \text{ kN/m} + 1,13 \text{ kN/m} + 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{4,60 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,0 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 1,97 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{1,97 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

VERIFICA SLU	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	6,51 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	2,87 kN/m
VERIFICA SLE	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	4,60 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	1,97 kN/m

CALCOLO DEI MOMENTI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Per lo schema statico da noi considerato si sono presi in considerazione varie combinazioni a scacchiera semplice, per massimizzare i momenti nelle campate, a scacchiera “specchiata” per massimizzare i momenti agli appoggi ed un’ultima tipologia di combinazione che prevede l’incastro alle estremità per calcolare i momenti massimi negli appoggi di estremità.

Per calcolare i momenti sollecitanti negli appoggi intermedi si è sfruttata il metodo di sovrapposizione degli effetti, sviluppando il seguente sistema di due equazioni e due incognite:

$$+2MB (la+lb) + MC lb = - \frac{1}{4} (pala^3 + pblb^3)$$

$$+MB lb + 2MC (lc+lb) = - \frac{1}{4} (pclc^3 + pblb^3)$$

Una volta ricavate le incognite MB ed MC dal sistema si ricavano i momenti in campata attraverso il metodo delle forze.

Per i momenti agli appoggi di estremità si considera la combinazione 5, calcolando il 60% della quota parte dei momenti d’incastro:

$$MA = 60\% (-pala^2 / 12)$$

$$MD = 60\% (-pclc^2 / 12)$$

Combinazione 1

Per massimizzare il momento nelle campate A e C.



Combinazione 2

Per massimizzare il momento nella campata B.



Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell’appoggio 2.



Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.



Combinazione 5

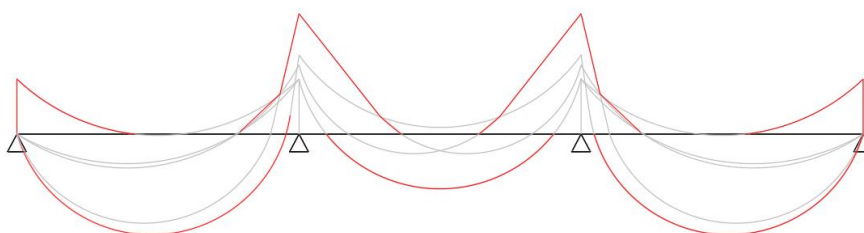
Per massimizzare il momento negli appoggi 1 e 2.



COMBINAZIONI MOMENTI [kN/m]:

	M ⁻ max,1 A1	M ⁺ max,A CA	M ⁻ max,2 A2	M ⁺ max,B CB	M ⁻ max,3 A3	M ⁺ max,C CC	M ⁻ max,4 A4
COMB 1	-	21,45	-16,88	-4,55	-16,88	21,45	-
COMB 2	-	5,82	-16,88	11,64	-16,88	5,82	-
COMB 3	-	17,86	-25,62	5,32	-14,70	6,61	-
COMB 4	-	6,61	-14,70	5,32	-25,62	17,86	-
COMB 5	-11,71	-	-	-	-	-	-11,71

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione dei carichi considerata si procede con la sovrapposizione dei 5 diagrammi ricavati, così da sviluppare il *diagramma di involucro dei momenti SLU* indicante le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Dimensionamento armature del solaio e verifica dei momenti resistenti

Noti i momenti per ogni appoggio e campata posso ricavare l'armatura minima richiesta attraverso la seguente formula derivante dall'equazione che determina l'equilibrio alla rotazione della trave:

$$A_s = M_{sd} / 0,9d \cdot f_{yd}$$

Dove i valori dell'equazione corrispondono a:

- A_s è l'armatura minima richiesta

- **Msd** è il momento sollecitante
- **0,9d** è il braccio della coppia interna
- **d** è la distanza dell'armatura tesa dal bordo compresso del calcestruzzo, ovvero l'altezza del solaio strutturale (330mm) diminuita del copri-ferro netto (30mm) e del raggio delle armature (7mm)
- **f_{yd}** è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio (391 Mpa per acciaio B450C)
- **A_s** = $Msd/z \cdot f_{yd}$
- **A_s*** = $\pi \cdot 14^2 / 4$ (con 14mm diametro delle armature, scelto un unico valore per semplicità esecutiva)
- **Mrd** è il momento resistente relativo alle armature scelte

Da queste verifiche si prevede che $A_{s^*} > A_s$ e che i momenti resistenti delle armature siano superiori ai momenti sollecitanti ($M_{rd} > M_{sd}$).

Nella campata CB si è considerata l'aggiunta, nel calcolo delle armature longitudinali A_s , delle due barre longitudinali 2Φ5. Questa scelta è stata presa per agire coerentemente a quanto fatto successivamente per permettere la verifica dell'azione tagliante.

	APPOGGIO A1	CAMPATA CA	APPOGGIO A2	CAMPATA CB	APPOGGIO A3	CAMPATA CC	APPOGGIO A4
M [kN/m]	11,71	21,45	25,62	11,64	25,62	21,45	11,71
Msd [N*mm]	11710000	21450000	25620000	11640000	25620000	21450000	11710000
A_s [mm ²]	113,57	208,03	248,48	112,90	248,48	208,03	113,57
nΦ	1Φ14	2Φ14	2Φ14	1Φ14+ 2Φ5	2Φ14	2Φ14	1Φ14
A_s* [mm ²]	153,94	307,88	307,88	193,20	307,88	307,88	153,94
A_s* > A_s	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Mrd [kN *m]	15,87	31,65	31,65	22,13	31,65	31,58	15,87
Mrd > Msd	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verifica di resistenza SLU a flessione

La verifica di resistenza a flessione prevede che sia verificato il collasso con l'armatura tesa snervata. Questa verifica viene svolta verificando che:

$$\omega_s = f_{yd} \cdot A_{s^*} / f_{cd} \cdot b \cdot d < \tilde{\omega}_s = 0,52$$

Considerando b come la larghezza dell'anima del travetto per le sezioni di appoggio e larghezza dell'ala del travetto per le sezioni di campata (b come larghezza della parte compressa).

	APPOGGIO A1	CAMPATA CA	APPOGGIO A2	CAMPATA CB	APPOGGIO A3	CAMPATA CC	APPOGGIO A4
f_{yd} [MPa]	391	391	391	391	391	391	391

As* [mm²]	153,94	307,88	307,88	193,20	307,88	307,88	153,94
fcd [Mpa]	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2
b [mm]	120	500	120	500	120	500	120
d [mm]	293	293	293	293	293	293	293
ω_s	0,14	0,058	0,24	0,036	0,24	0,058	0,14
ω_s < ω̃_s	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Dopo aver svolto i calcoli per i vari momenti di verifica per gli SLU, il dimensionamento minimo delle armature As* con il relativo momento resistente Mrd ed infine la verifica alla resistenza a flessione si ricava ω_s, come conclusione, l'accertamento delle verifiche per gli SLU.

La verifica a flessione per gli Stati Limite Ultimi risulta perciò soddisfatta.

Per il calcolo delle verifiche agli stati limite di esercizio si procede analogamente al calcolo svolto per le verifiche agli SLU ma utilizzando i coefficienti amplificativi e riduttivi SLE. Riportando i valori precedentemente trovati per cui si ha:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,00 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 1,97 \text{ kN/m} + 1,13 \text{ kN/m} + 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{4,60 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,0 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 1,97 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{1,97 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

VERIFICA SLE	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	4,60 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	1,97 kN/m

CALCOLO DEI MOMENTI PER LA VERIFICA AGLI SLE

Per calcolare i momenti sollecitanti negli appoggi intermedi si sfrutta, analogamente a quanto visto per i momenti sollecitanti nelle verifiche SLU, il metodo di sovrapposizione degli effetti, sviluppando il seguente sistema di due equazioni e due incognite:

$$+2MB \text{ (Ia+Ib)} + MC_{Ib} = - \frac{1}{4} (p_a l_a^3 + p_b l_b^3)$$

$$+MB_{Ib} + 2MC \text{ (Ic+Ib)} = - \frac{1}{4} (p_c l_c^3 + p_b l_b^3)$$

Analogamente per i momenti agli appoggi di estremità si sfruttano le seguenti equazioni:

$$M_A = 60\% (-p_a l_a^2 / 12)$$

$$M_D = 60\% (-p_c l_c^2 / 12)$$

Combinazione 1

Per massimizzare il momento nelle campate A e C.



Combinazione 2

Per massimizzare il momento nella campata B.



Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.



Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.



Combinazione 5

Per massimizzare il momento negli appoggi 1 e 2.

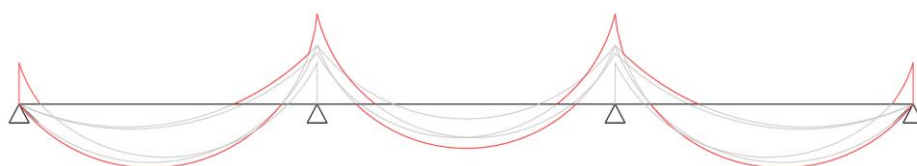


COMBINAZIONI MOMENTI [kN/m]:

	M ⁻ max,1	M ⁺ max,A	M ⁻ max,2	M ⁺ max,B	M ⁻ max,3	M ⁺ max,C	M ⁻ max,4
--	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------

	A1	CA	A2	CB	A3	CC	A4
COMB 1	-	15,20	-11,82	-2,96	-11,82	15,20	-
COMB 2	-	3,93	-11,83	8,87	-11,83	3,93	-
COMB 3	-	12,61	-18,14	6,68	-10,25	4,48	-
COMB 4	-	4,48	-10,25	6,70	-18,14	12,86	-
COMB 5	-8,28	-	-	-	-	-	-8,28

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione dei carichi considerata si procede con la sovrapposizione dei 5 diagrammi ricavati, così da sviluppare il *diagramma di involucro dei momenti SLE* indicante le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



VERIFICA DELLE TENSIONI MASSIME

Una volta individuate le sollecitazioni più gravose è necessario svolgere la verifica delle tensioni massime per la compressione (cls compresso) e per la trazione (armatura tesa):

- Dove $\sigma_c = 2M/bxz$ individua la tensione del cls compresso
- F_{ck} il valore di resistenza da confrontare ($\sigma_c < f_{ck}$)
- Dove $\sigma_s = M/Asz$ individua la tensione dell'armatura tesa
- F_{yk} il valore di resistenza da confrontare ($\sigma_s < f_{yk}$)

Nella campata CB si è considerata l'aggiunta, nel calcolo delle armature longitudinali A_s , delle due barre 2Φ5.

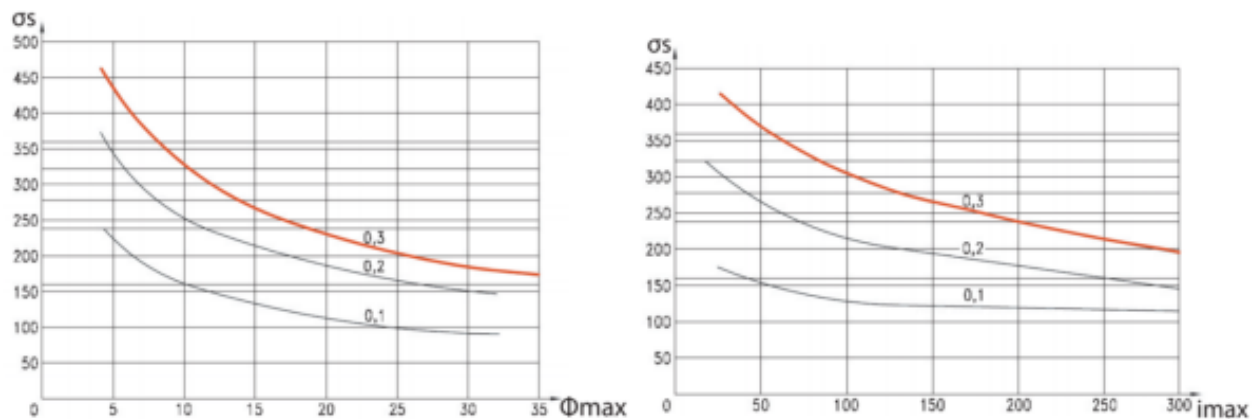
	M [kN/m]	A_s^*	b	x	z	σ_c	$\sigma_c < 15$	σ_s	$\sigma_s < 360$
APPOGGIO A1	8,28	153,94	120	127,4	250,53	4,32	OK	214	OK
CAMPATA CA	15,20	307,88	500	67,70	270,43	3,32	OK	182	OK
APPOGGIO A2	18,14	307,88	120	124,00	251,66	9,68	OK	234	OK
CAMPATA CB	8,87	193,20	500	52,77	275,41	2,44	OK	166	OK
APPOGGIO A3	18,14	307,88	120	124,00	251,66	9,68	OK	234	OK
CAMPATA CC	15,20	307,88	500	67,70	270,43	4,32	OK	182	OK
APPOGGIO A4	8,28	153,94	120	127,4	250,53	4,32	OK	214	OK

Risultano essere perciò verificate le tensioni massime a compressione del calcestruzzo ed a trazione delle armature.

VERIFICA DIRETTA A FESSURAZIONE

E' possibile svolgere una verifica indiretta del limite di fessurazione, controllando che il diametro delle armature tese e la loro spaziatura non superino dati limiti strettamente legati allo stato tensionale delle armature (σ_s in condizione di esercizio) e dall'apertura massima consentita ($w=0,3$). L'apertura massima consentita è dipendente dalle condizioni ambientali a cui la struttura è esposta e dalla tipologia delle armature. Per l'edificio di progetto si considerano condizioni ambientali ordinarie (XC1-XC2-XC3) ed armature poco sensibili (acciaio ordinario), di conseguenza avremo come valore normato di ampiezza **$w_2 = 0,3\text{mm}$** .

Il diametro e la spaziatura tra le barre sono determinati sulla base delle tensioni σ_s seguendo i diagrammi riportati nella circolare NTC-21 gennaio 2019:



	Armatura tesa	σ_s	Φ	Φ_{max}	$\Phi < \Phi_{max}$	i	i_{max}	$i < i_{max}$
APPOGGIO A1	1 Φ 14	214	14	28	OK	60	300	OK
CAMPATA CA	2 Φ 14	182	14	35	OK	40	300	OK
APPOGGIO A2	2 Φ 14	234	14	24	OK	40	275	OK
CAMPATA CB	1 Φ 14 +2 Φ 5	166	14	35	OK	60	300	OK
APPOGGIO A3	2 Φ 14	234	14	24	OK	40	275	OK
CAMPATA CC	2 Φ 14	182	14	35	OK	40	300	OK
APPOGGIO A4	1 Φ 14	214	14	28	OK	60	300	OK

Risultano essere perciò verificati i diametri e le distanze tra le barre d'armatura necessari per garantire la verifica all'ampiezza di fessurazione data dall'azione di flessione gravante sul solaio.

VERIFICA INDIRETTA A DEFORMAZIONE

Essendo che la struttura presenta un solaio con luce inferiore a 10m, è possibile procedere alla verifica a deformazione attraverso un metodo indiretto controllando che il rapporto luce ed altezza (l/h) non superi un dato limite.

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{0,0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right]$$

Considero $K=1,3$ e $K=1,5$ seguendo la tabella sottostante:

Sistema strutturale	K	Cls poco sollecitato $p=0,5\%$
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali	1,5	30

I valori vengono così ridotti del 20%, poiché le travi hanno larghezza dell'ala superiore a 3 volte quella dell'anima.

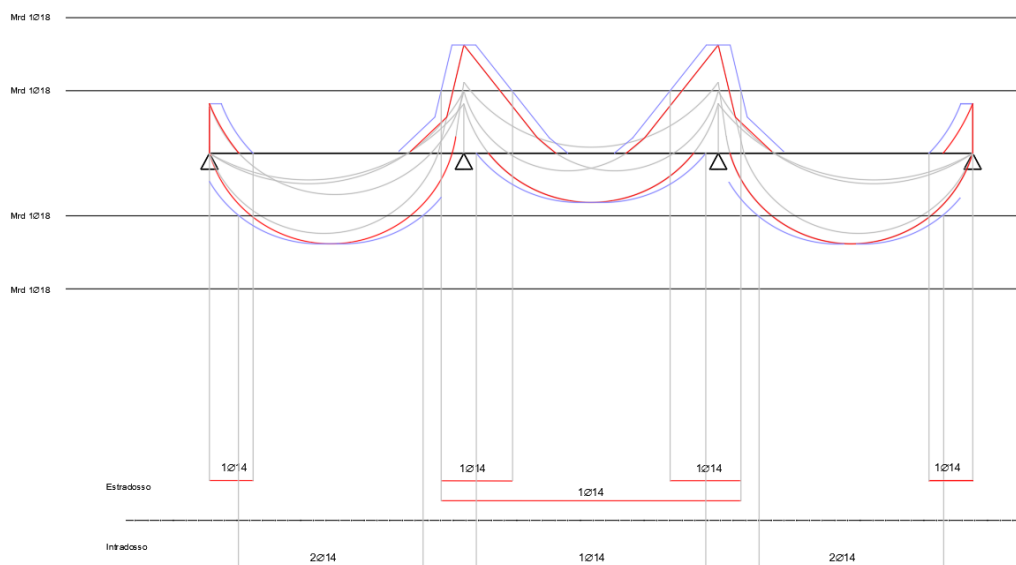
	As*	Ps=As/bd	K	(l/h) _{max}	l	h	(l/h)<(l/h) _{max}
CAMPATA CA	307,88	0,19	1,3	20,8	6000	330	18,18
CAMPATA CB	193,20	0,31	1,5	24	6000	330	18,18
CAMPATA CC	307,88	0,19	1,3	20,8	6000	330	18,18

Risulta essere soddisfatta la verifica a flessione secondo gli stati limite di esercizio.

Posizionamento preliminare delle armature a flessione

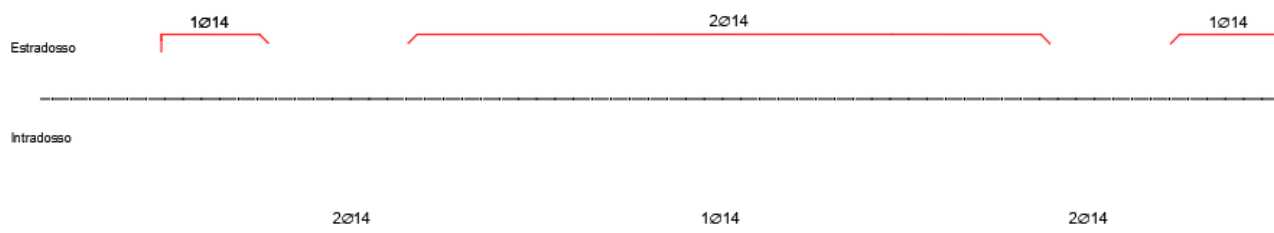
Il posizionamento preliminare delle armature a flessione si ottiene dal diagramma di involuppo dei momenti. I massimi ottenuti vengono traslati di un fattore z , il braccio della coppia interna, pari a circa $0,9d$, con d altezza utile della sezione (293mm).

Dopo la traslazione dei momenti si avrà:



Posizionamento definitivo delle armature a flessione

Sono state modificate entrambe le armature di estradosso e di intradosso aggiungendo una lunghezza di ancoraggio pari a 40Φ (600mm), le armature d'estremità sono state portate ad una lunghezza di almeno $\frac{1}{4}$ della luce mentre quelle intermedie ad una lunghezza $\frac{1}{3}$ della luce.



VERIFICA A TAGLIO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI: ANALISI DEI CARICHI

Dall'analisi dei carichi sui solai interpiano risultano i seguenti valori G_1 , G_2 e Q_k :

Per ottenere i valori dei carichi permanenti strutturali e non strutturali (G_1 e G_2), viene calcolato il peso del solaio con annesso il carico permanente non strutturale riguardante gli elementi divisorii, che avendo un valore di carico su unità di lunghezza compreso tra i 1,00 ed i 2,00 kN/m potrà assumere con un valore pari a 0,80 kN/m².

	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie [kN / m²]
Piastrelle	2	0,40
Massetto alleggerito	6	0,84
Solaio in Laterocemento di tipo Omnia-bausta	25+8	3,95
Controsoffitto D112 KNAUF	6	0,17
Tramezzi ripartiti	-	0,80
	56,1	6,16

Per calcolare i carichi accidentali Q_k si considera il valore di 3 kN/mq, corrispondente al valore di sovraccarico d'uso corrispondente per un edificio ospitante un edificio scolastico come quello in oggetto.

Carichi permanenti strutturali G1 (Solaio in laterocemento 28+5)	3,95 kN / m²
Carichi permanenti non strutturali G2 (Massetto alleggerito, piastrelle, controsoffitto)	2,56 kN / m²
Carichi Accidentali Qk	3,00 kN / m²

Per l'analisi delle sollecitazioni si considera una porzione di solaio, individuata nella sua sezione di orditura, pari all'interasse tra i travetti (50 cm). Di conseguenza i carichi per metro lineare di solaio sono:

Gk1	3,95 kN / m ² x 0,5m	1,97 kN/m
Gk2	2,56 kN / m ² x 0,5m	1,13 kN/m
Qk1	3,00 kN / m ² x 0,5m	1,50 kN/m

Con gli stessi coefficienti amplificativi e riduttivi sfruttati per le verifiche agli **SLU**, determiniamo queste ultime per il taglio:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,30 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 2,56 \text{ kN/m} + 1,70 \text{ kN/m} + 2,25 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{6,51 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,0 \cdot 1,97 \text{ kN/m} + 0,80 \cdot 1,13 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 1,50 \text{ kN/m} \\
 &= 1,97 \text{ kN/m} + 0,90 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{2,87 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

VERIFICA SLU	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	6,51 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	2,87 kN/m

CALCOLO DEL TAGLIO PER LA VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Anche in questo caso vengono sfruttate le medesime combinazioni di carico sfruttate per il precedente calcolo dei momenti, dove per le prime 4 combinazioni si è calcolato il taglio massimo e nella 5 si è calcolato il 60 % del taglio degli appoggi, schematizzando le campate vicino agli estremi tramite un'asta con due incastri alle estremità, tramite la data formula:

MA = 60% (-pala / 12)

MD = 60% (-pclc / 12)

Combinazione 1



Combinazione 2



Combinazione 3



Combinazione 4



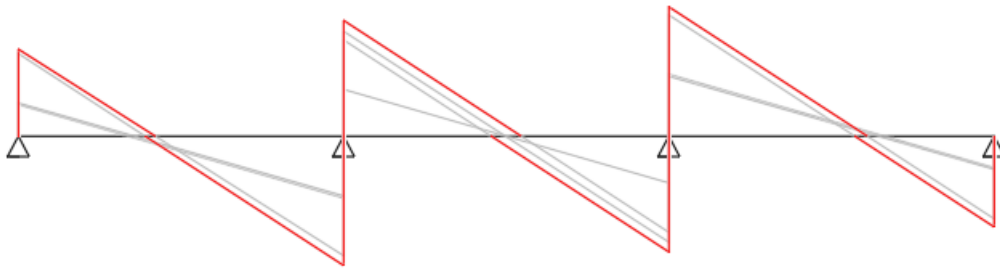
Combinazione 5



COMBINAZIONI TAGLI [kN/m]:

	V1	V2_{sx}	V2_{dx}	V3_{sx}	V3_{dx}	V4
COMB 1	16,72	-22,34	8,61	-8,61	22,34	-16,72
COMB 2	5,80	-11,42	19,53	-19,53	11,42	-5,80
COMB 3	15,26	-23,80	21,35	-17,71	11,06	-6,16
COMB 4	6,16	-11,06	17,71	-21,35	23,80	-15,26
COMB 5	11,71	-	-	-	-	11,71

Successivamente si sovrappongono i sei diagrammi calcolati precedentemente per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione del solaio:



Verifica a taglio ridotto

Agli appoggi la sezione a T resistente a taglio è costituita da una sezione rettangolare piena c.a., pertanto i problemi a taglio potrebbero verificarsi nella immediata vicinanza delle travi e per questo motivo andremo a calcolare un taglio agente molto più piccolo rispetto a quello trovato, sfruttando i valori del taglio massimi trovati per ogni appoggio:

Appoggio 1

$$V'1, Sd = V1 - (V1 - V2sx) \times [(Bt1/2) + 0,9d] \times 1/la =$$

$$16,72 - (16,72 + 22,34) \times [(0,15) + (0,26)] \times (1/6) =$$

$$14,05 \text{ Kn}$$

Appoggio 2 Sx

$$V'2, Sx = V2sx - (V2sx - V1) \times [(Bt2/2) + 0,9d] \times 1/la =$$

$$-23,80 - (-23,80 - 15,26) \times [(0,40) + (0,26)] \times (1/6) =$$

$$-19,60 \text{ kN}$$

Appoggio 2 Dx

$$V'2, Dx = V2Dx - (V2Dx - V2sx) \times [(Bt2/2) + 0,9d] \times 1/la =$$

$$21,35 - (21,35 + 23,80) \times [(0,40) + (0,26)] \times (1/6) =$$

$$16,38 \text{ kN}$$

Appoggio 3 Sx

$$V'3, Sx = V3Sx - (V3Sx - V2dx) \times [(Bt3/2) + 0,9d] \times 1/la =$$

$$-21,35 - (-21,35 - 17,71) \times [(0,40) + (0,26)] \times (1/6) =$$

$$-17,05 \text{ kN}$$

Appoggio 3 Dx

$$V'3, Dx = V3Dx - (V3Dx - V3sx) \times [(Bt3/2) + 0,9d] \times 1/la =$$

$$23,80 - (23,80 + 21,35) \times [(0,40) + (0,26)] \times (1/6) =$$

18,90 kN

Appoggio 4

$$V'4, Sx = V4 - (V4 - V3dx) \times [(Bt4/2) + 0,9d] \times 1/la =$$

$$-16,72 - (-16,72 - 22,34) \times [(0,15) + (0,26)] \times (1/6) =$$

-14,05 kN

Si trovano così il taglio ridotto presente nelle sezioni a T nell'immediata vicinanza delle travi e si riassumono i risultati trovati nella seguente:

TAGLIO RIDOTTO						
	V1	V2sx	V2dx	V3sx	V3dx	V4
Taglio ridotto per travetti di solaio	14,05	-19,60	16,38	-17,05	18,90	-14,05

Verifica a taglio per gli SLU

Bisogna successivamente verificare che tagli resistenti **Vrd** relativi agli elementi privi di armatura specifica siano superiori ai tagli sollecitanti **Vsd**:

$$Vrd = 0.18 \cdot b \cdot d \cdot k \cdot [(100 \cdot \rho_s \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c]$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa e } \gamma_c = 1,5$$

Calcoleremo poi il taglio minimo resistente **Vrdmin**:

$$Vrdmin = b \cdot d \cdot v_m$$

Dove si avrà che:

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$d$$

$$\rho_s = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

$$b_w$$

	Vsd [kN]	b[mm]	d[mm]	k	n	Φ	Asl [mm²]	ps
--	----------	-------	-------	---	---	---	-----------	----

V 1	14,05	120	293	1,82	2	Φ14	307,88	0,0087
V 2_{dx}	-19,60	120	293	1,82	2	Φ14	307,88	0,0087
V 2_{sx}	16,38	120	293	1,82	1	Φ14	153,94	0,0043
V 3_{dx}	-17,05	120	293	1,82	1 2	Φ14 +Φ5	193,20	0,0055
V 3_{sx}	18,80	120	293	1,82	2	Φ14	307,88	0,0087
V 4	-14,05	120	293	1,82	2	Φ14	307,88	0,0087

	Vrd [kN]	Vrd > Vsd	Vmin	Vrd min [kN]	Vrd>Vrd min
V 1	28,08	OK	0,45	15,82	OK
V 2_{dx}	28,08	OK	0,45	15,82	OK
V 2_{sx}	17,02	OK	0,45	15,82	OK
V 3_{dx}	24,10	OK	0,45	15,82	OK
V 3_{sx}	28,08	OK	0,45	15,82	OK
V 4	28,08	OK	0,45	15,82	OK

Le verifiche riguardanti le sollecitazioni a taglio che mettono a confronto i tagli resistenti con i tagli sollecitanti risultano essere verificate.

Verifica delle armature aggiuntive

Nel solaio semi-prefabbricati l'armatura inferiore esce dal fondello/lastra per circa 10-15 cm, una lunghezza non sufficiente per garantire un ottimale ancoraggio dell'armatura alla trave. Risulta essere necessaria l'aggiunta di armature presso le estremità al fine di ripristinare la continuità dell'armatura del solaio.

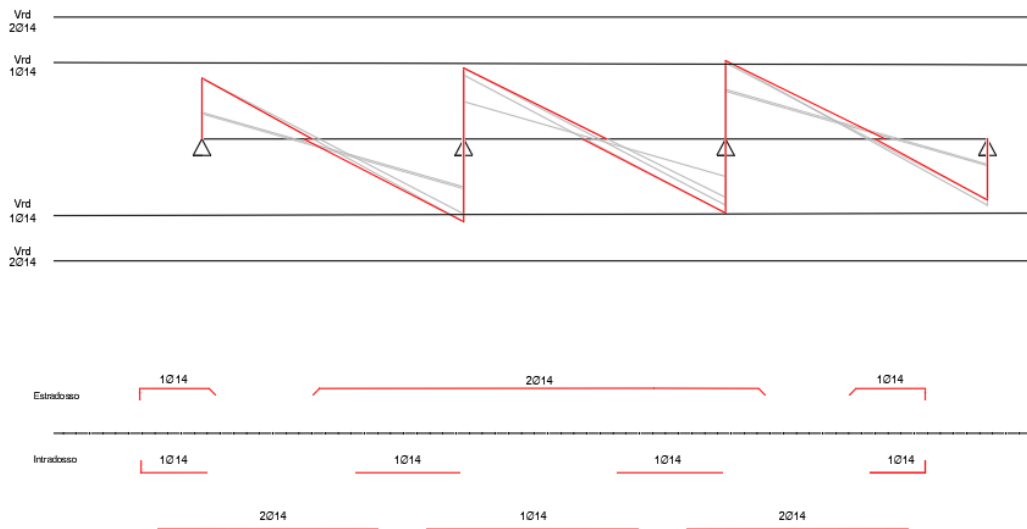
Per il suo dimensionamento si deve considerare che l'armatura aggiuntiva debba essere in grado di resistere ad uno sforzo di trazione pari al taglio:

$$A_{agg} \cdot f_{yd} = Trd > Vsd$$

	Vsd [kN]	Aagg.[mm2]	Trd[kNm]	Trd>Vrd
V 1	14,05	153,94	60,19	OK
V 2_{sx}	-18,90	153,94	60,19	OK
V 2_{sx}	16,38	153,94	60,19	OK
V 3_{sx}	-17,05	153,94	60,19	OK
V 3_{sx}	18,80	153,94	60,19	OK
V 4	-14,05	153,94	60,19	OK

Risultano così essere verificate a taglio anche le armature aggiuntive poste alle estremità della nostra sezione di solaio.

Posizionamento definitivo delle armature aggiuntive



Conclusioni:

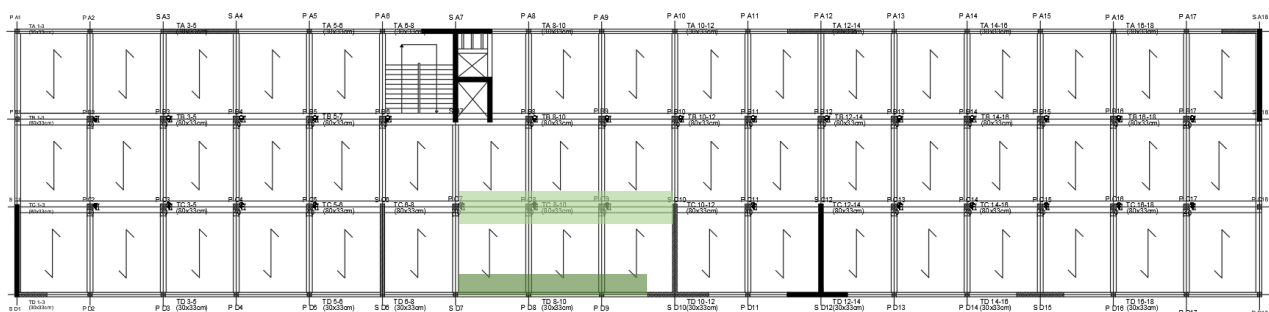
Le verifiche agli SLU e SLE risultano essere soddisfatte.
Vedere tavola **N° 10**.

2.6 PROGETTO E VERIFICA DELLE TRAVI

Si prendono in considerazione una trave di bordo TD_6-10 e la trave di spina TC_6-10, entrambe costituite la prima da quattro campate di cui tre pari a 5m e una pari a 2,5m, mentre la seconda da quattro campate pari a 5m.

Vengono ipotizzate le dimensioni della *trave di spina* ($b=800\text{mm}$; $h=330\text{mm}$) e le misure della *trave di bordo* ($b=300\text{mm}$; $h=360\text{mm}$)

Per il dimensionamento si procede analogamente all'operazione svolta per i pilastri, scomponendo la pianta in aree di influenza, ricavando di conseguenza i carichi confluenti sulle travi:



Si riprende l'analisi dei carichi sui solai di interpiano:

Carichi permanenti strutturali G1 (Solaio in latero cemento 28+5)	3,95 kN / m²
Carichi permanenti non strutturali G2 (Massetto di sottofondo, pavimento in ceramica, controsoffitto D112 KNAUF, tramezzi ripartiti)	2,56 kN / m²

Carichi Accidentali Q_k (Categoria C1)	4,00 kN / m²
--	--------------------------------

DIMENSIONAMENTO DELLA TRAVE DI SPINA

I carichi per metro lineare di trave per la **TRAVE DI SPINA** andranno calcolati definendo una zona di influenza A pari a 6m e stabilendo un coefficiente per la trave di spina pari ad 1,25. I carichi accidentali verranno considerati come quelli gravanti sul solaio del piano terra, ovvero $Q_k=4 \text{ kN/mq}$ così da considerare il piano dove le sollecitazioni risultano essere maggiori.

G_{k1}	$3,95\text{kN/m}^2 \cdot 6\text{m} \cdot 1,25$	24,68kN/m
G_{k2}	$2,56\text{kN/m}^2 \cdot 6\text{m} \cdot 1,25$	16,00 kN/m
Q_{k1}	$4,00\text{kN/m}^2 \cdot 6\text{m} \cdot 1,25$	25,00 kN/m

$$G_{k1} = \text{tot } G_1 \cdot A \cdot 1,25$$

$$G_{k2} = \text{tot } G_2 \cdot A \cdot 1,25$$

$$Q_k = \text{tot } Q_k \cdot A \cdot 1,25$$

Analogamente a quanto fatto per il solaio, si stabiliscono *coefficienti variabili amplificativi e riduttivi* in base alla tipologia di carico:

COEFFICIENTI VARIABILI SLU			COEFFICIENTI VARIABILI SLE		
	Y sfav	Y fav		Y sfav	Y fav
G1	1,3	1,0	G1	1,0	1,0
G2	1,5	0,8	G2	1,0	0,8
Qk	1,5	0,0	Qk	1,0	0,8

Calcolo carichi per la verifica agli SLU

$$Y_{sfav} \cdot p = Y_{sfav} \cdot G_{k1} + Y_{sfav} \cdot G_{k2} + Y_{sfav} \cdot Q_{k1}$$

$$= 1,30 \cdot 24,68 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 16,00 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 25,00 \text{ kN/m}$$

$$= 32,08 \text{ kN/m} + 24,00 \text{ kN/m} + 37,50 \text{ kN/m}$$

$$= \mathbf{93,58 \text{ kN/m}}$$

$$Y_{fav} \cdot p = Y_{fav} \cdot G_{k1} + Y_{fav} \cdot G_{k2} + Y_{fav} \cdot Q_{k1}$$

$$= 1,0 \cdot 24,68 \text{ kN/m} + 0,80 \cdot 16,00 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 25,00 \text{ kN/m}$$

$$= 24,68 \text{ kN/m} + 12,80 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m}$$

$$= \mathbf{37,48 \text{ kN/m}}$$

VERIFICA SLU

$\gamma_{sfav} \cdot p$	93,58 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	37,48 kN/m

CALCOLO DEI MOMENTI E VERIFICA AGLI SLU

Per calcolare i momenti sollecitanti negli appoggi intermedi si sfrutta, analogamente a quanto visto per i momenti sollecitanti nelle verifiche SLU, il metodo di sovrapposizione degli effetti, sviluppando il seguente sistema di cinque equazioni e cinque incognite, sfruttando due campate e momenti fittizi agli estremi:

$$+2MAIa + MB Ia = - \frac{1}{4} (p a l^3)$$

$$+M a l^3 + 2MC (Ib + I a) + MC I b = - \frac{1}{4} (p a l^3 + p b l b^3)$$

$$+MB I b + 2MC (I c + I b) + MD I c = - \frac{1}{4} (p b l b^3 + p c l c^3)$$

$$+MC I c + 2MD (I b + I c) + ME I d = - \frac{1}{4} (p c l c^3 + p d l d^3)$$

$$+MD I d + 2ME (I d) = - \frac{1}{4} (p d l d^3)$$

Combinazione 1

Per massimizzare il momento nelle campate A e C.



Combinazione 2

Per massimizzare il momento nelle campate B e C.



Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.



Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.



Combinazione 5

Per massimizzare il momento nell'appoggio 4.

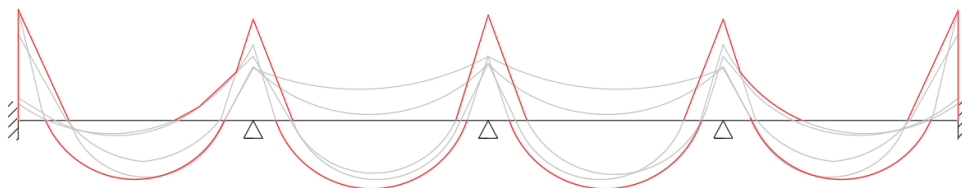


Avendo preso come schema statico di riferimento una trave incastrata alle due estremità, si omette la combinazione con gli incastrati per massimizzare il momento agli appoggi.

COMBINAZIONI MOMENTI [kN/m]:

	M ⁻ max,1 I1	M ⁺ max,A CA	M ⁻ max,2 A1	M ⁺ max,B CB	M ⁻ max,3 A2	M ⁺ max,C CC	M ⁻ max,4 A3	M ⁺ max,C CD	M ⁻ max,5 I2
COMB 1	-236,70	121,70	-111,48	-6,78	-136,52	143,39	-161,57	26,52	-36,34
COMB 2	-37,48	26,50	-161,57	143,39	-136,52	-6,78	-111,48	121,33	-236,70
COMB 3	-186,61	93,31	-215,83	125,32	-121,91	-1,66	-115,65	120,23	-234,61
COMB 4	-48,86	28,46	-136,52	113,66	-224,18	113,66	-136,52	28,46	-48,86
COMB 5	-234,61	120,23	-115,65	-1,66	-121,91	125,32	-215,83	93,31	-186,61

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione dei carichi considerata si procede con la sovrapposizione dei 5 diagrammi ricavati, così da sviluppare il *diagramma di inviluppo dei momenti SLU* indicante le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Dimensionamento armature della trave di spina e dei momenti resistenti

Per la trave di SPINA, come anticipato in precedenza, si è ipotizzata una base di 800mm ed un'altezza di 330mm.

Note le sollecitazioni ed ipotizzate le dimensioni della trave, si può passare a dimensionare l'armatura tesa A_s , attraverso la data equazione:

$$A_s = M_{sd} / 0,9d \cdot f_{yd}$$

Dove i valori dell'equazione corrispondono a:

- **As** è l'armatura minima richiesta
- **Msd** è il momento sollecitante
- **0,9d** è il braccio della coppia interna
- **d** è l'altezza utile della trave (330mm) diminuita del copri-ferro netto (30mm) e del raggio delle armature (9mm) e il diametro delle staffe (8mm)
- **f_{yd}** è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio (391 Mpa per acciaio B450C)
- **As**= Msd/z*f_{yd}
- **As***= $\pi \cdot 18^2 / 4$ (con 14mm diametro delle armature, scelto un unico valore per semplicità esecutiva)
- **Mrd** è il momento resistente relativo alle armature scelte calcolato come **Mrd=As*0,9df_{yd}>Msd**

Da queste verifiche si prevede che **As*>As** e che i momenti resistenti delle armature siano superiori ai momenti sollecitanti (**Mrd>Msd**).

	I1	CA	A1	CB	A2	CC	A3	CD	I2
Msd [kN/m]	-236,7	121,7	-215,8	143,4	-224,2	143,4	-215,8	121,7	-236,7
Msd [N*mm] x10 ⁵	2637	1217	2158	1434	2242	1434	2158	1217	2367
As [mm ²]	2647,9	1303,1	2166,9	1535,5	2400	1535,9	13470,0	1303,1	2647,9
nΦ	11Φ18	6Φ18	9Φ18	7Φ18	10Φ18	7Φ18	9Φ18	6Φ18	11Φ18
As* [mm ²]	2797,7	1526,0	2289,0	1780,4	2543,0	1780,4	2289,0	1526,0	2797,7
As*>As	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Mrd [N*mm]	263,6	151,9	227,9	177,3	253,2	177,3	227,9	151,9	263,6
Mrd>Msd	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verifica di resistenza SLU a flessione

La verifica di resistenza a flessione prevede che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata (collasso duttile):

$$\omega_s = f_{yd} \cdot A_s^* / f_{cd} \cdot b \cdot d < \tilde{\omega}_s = 0,52$$

Qui b è la larghezza dell'anima, As* è l'area dell'acciaio effettiva e f_{cd} è la tensione a compressione resistente del calcestruzzo (14,2 Mpa).

	I1	CA	A1	CB	A2	CC	A3	CD	I2
f_{yd} [MPa]	391	391	391	391	391	391	391	391	391
As* [mm ²]	2797,7	1526,0	2289,0	1780,4	2543,0	1780,4	2289,0	1526,0	2797,7
f_{cd} [Mpa]	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2
b [mm]	800	800	800	800	800	800	800	800	800
d [mm]	283	283	283	283	283	283	283	283	283

ω_s	0,34	0,18	0,27	0,21	0,31	0,21	0,27	0,18	0,34
$\omega_s < \tilde{\omega}_s$	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Dopo aver svolto i calcoli per i vari momenti sollecitanti di verifica per gli SLU, il dimensionamento minimo delle armature A_s^* con il relativo momento resistente M_{rd} ed infine la verifica alla resistenza a flessione si ricava ω_s , come conclusione, l'accertamento delle verifiche per gli SLU.

La verifica a flessione per gli Stati Limite Ultimi risulta perciò soddisfatta.

CALCOLO DEI MOMENTI PER LA VERIFICA AGLI STATI LIMITE IN ESERCIZIO: ANA

Per il calcolo delle verifiche agli stati limite di esercizio si procede analogamente al calcolo svolto per le verifiche agli SLU ma utilizzando i coefficienti amplificativi e riduttivi SLE. Riportando i valori precedentemente trovati per cui si ha:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,00 \cdot 24,68 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 16,00 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 25,00 \text{ kN/m} \\
 &= 24,68 \text{ kN/m} + 16,00 \text{ kN/m} + 25,00 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{65,68 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1} \\
 &= 1,0 \cdot 24,68 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 16,00 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 25,00 \text{ kN/m} \\
 &= 24,68 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{24,68 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

VERIFICA SLE	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	65,68 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	24,68 kN/m

Per calcolare i momenti sollecitanti negli appoggi intermedi si sfrutta, analogamente a quanto visto per i momenti sollecitanti nelle verifiche SLU, il metodo di sovrapposizione degli effetti, sviluppando il seguente sistema di cinque equazioni e cinque incognite, sfruttando due campate e momenti fittizi agli estremi:

$$\begin{aligned}
 +2M_{A|a} + M_{B|a} &= - \frac{1}{4} (p_{a|a}^3) \\
 +M_{a|a} + 2M_{C|b} + M_{C|b} &= - \frac{1}{4} (p_{a|a}^3 + p_{b|b}^3) \\
 +M_{B|b} + 2M_{C|c} + M_{D|c} &= - \frac{1}{4} (p_{b|b}^3 + p_{c|c}^3) \\
 +M_{C|c} + 2M_{D|d} + M_{E|d} &= - \frac{1}{4} (p_{c|c}^3 + p_{d|d}^3) \\
 +M_{D|d} + 2M_{E|d} &= - \frac{1}{4} (p_{d|d}^3)
 \end{aligned}$$

Combinazione 1

Per massimizzare il momento nelle campate A e C.



Combinazione 2

Per massimizzare il momento nelle campate B e C.



Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.



Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.



Combinazione 5

Per massimizzare il momento nell'appoggio 4.



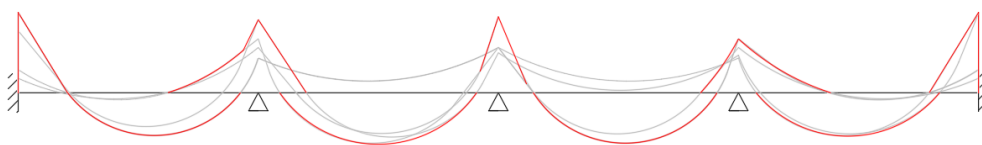
Avendo preso come schema statico di riferimento una trave incastrata alle due estremità, si omette la combinazione con gli incastri per massimizzare il momento agli appoggi.

COMBINAZIONI MOMENTI [kN/m]:

	M ⁻ max,1 I1	M ⁺ max,A CA	M ⁻ max,2 A1	M ⁺ max,B CB	M ⁻ max,3 A2	M ⁺ max,C CC	M ⁻ max,4 A3	M ⁺ max,C CD	M ⁻ max,5 I2
COMB 1	-167,34	86,12	-72,82	-7,58	-94,13	102,01	-112,43	7,17	-20,19

COMB 2	-20,91	17,24	-112,43	102,01	-94,13	-7,61	-75,82	86,12	-167,34
COMB 3	-129,21	64,60	-152,09	88,86	-83,45	-4,03	-78,87	85,11	-165,81
COMB 4	-30,06	8,35	-94,13	80,33	-158,19	80,33	-94,13	8,35	-30,06
COMB 5	-156,81	85,20	-78,87	-4,03	-83,45	88,86	-152,09	64,76	-129,21

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione dei carichi considerata si procede con la sovrapposizione dei 5 diagrammi ricavati, così da sviluppare il *diagramma di involucro dei momenti SLU* indicante le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



VERIFICA DELLE TENSIONI MASSIME

Una volta individuate le sollecitazioni più gravose è necessario svolgere la verifica delle tensioni massime per la compressione (cls compresso) e per la trazione (armatura tesa):

- Dove $\sigma_c = 2M/bxz$ individua la tensione del cls compresso
- F_{ck} il valore di resistenza da confrontare ($\sigma_c < f_{ck}$)
- Dove $\sigma_s = M/Asz$ individua la tensione dell'armatura tesa
- F_{yk} il valore di resistenza da confrontare ($\sigma_s < f_{yk}$)

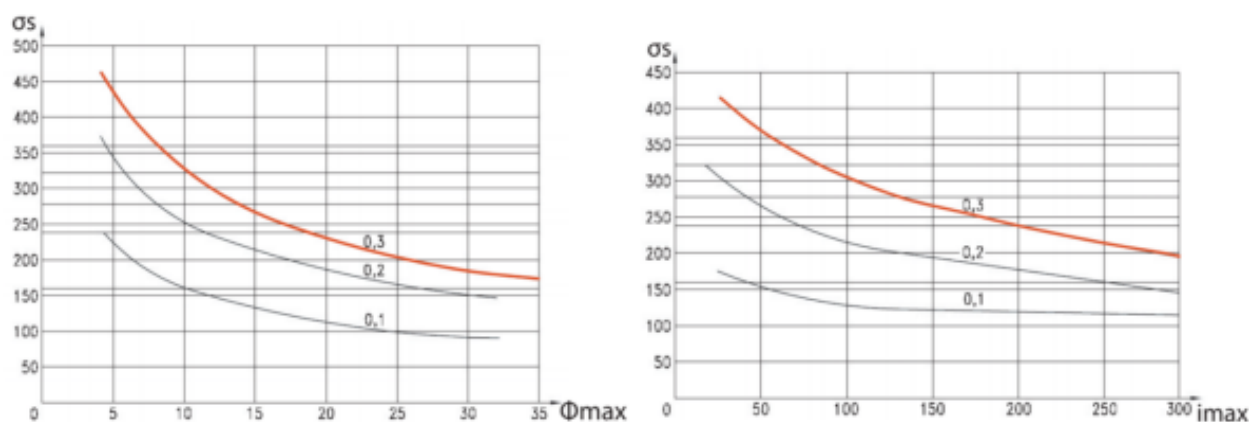
	M [kN/m]	As*	b	x	z	σ_c	$\sigma_c < 15$	σ_s	$\sigma_s < 360$
INCASTRO A1	167,3	2797,7	800	127,6	240,4	6,8	OK	248,1	OK
CAMPATA CA	86,1	1526,0	800	101,8	249,0	8,4	OK	226,5	OK
APPOGGIO A1	152,0	2289,0	800	118,7	243,3	13,1	OK	272,9	OK
CAMPATA CB	102,0	1780,4	800	108,0	247,0	9,5	OK	231,9	OK
APPOGGIO A2	158,1	2543,0	800	123,7	241,7	13,2	OK	257,2	OK
CAMPATA CC	102,1	1780,4	800	108,0	247,0	9,5	OK	231,9	OK
APPOGGIO A3	152,0	2289,0	800	118,7	243,3	13,1	OK	272,9	OK
CAMPATA CD	86,1	1526,0	800	101,8	249,0	8,4	OK	226,5	OK
INCASTRO A2	167,3	2797,7	800	127,6	240,4	6,8	OK	248,1	OK

Risultano essere perciò verificate le tensioni massime a compressione del calcestruzzo ed a trazione delle armature.

VERIFICA DIRETTA A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione, analogamente a quella eseguita per i solai, può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese e la loro spaziatura non superino dati limiti dipendenti dallo stato tensionale delle armature in condizione di esercizio e dall'apertura massima delle fessure consentita ($w=0,3$). Questo controllo può essere fatto tramite la consultazione di grafici o di tabelle riportati nella circolare NTC-21.

Il diametro e la spaziatura tra le barre sono determinati sulla base delle tensioni σ_s seguendo i diagrammi riportati nella circolare NTC-21 gennaio 2019:



	Armatura tesa	σ_s	Φ	Φ_{max}	$\Phi < \Phi_{max}$	i	i max	i < i max
INCASTRO A1	11 Φ 18	248,1	18	18	OK	56,4	150	OK
CAMPATA CA	6 Φ 18	226,5	18	23	OK	130,8	200	OK
APPOGGIO A1	9 Φ 18	272,9	18	18	OK	75,0	150	OK
CAMPATA CB	7 Φ 18	231,9	18	19	OK	106,0	200	OK
APPOGGIO A2	10 Φ 18	257,2	18	18	OK	64,6	150	OK
CAMPATA CC	7 Φ 18	231,9	18	19	OK	106,0	200	OK
APPOGGIO A3	9 Φ 18	272,9	18	18	OK	75,0	150	OK
CAMPATA CD	6 Φ 18	226,5	18	23	OK	130,8	200	OK
INCASTRO A2	11 Φ 18	248,1	18	18	OK	66,6	150	OK

Risultano essere perciò verificati i diametri e le distanze tra le barre d'armatura necessari per garantire la verifica all'ampiezza di fessurazione data dall'azione di flessione gravante sul solaio.

VERIFICA INDIRETTA A DEFORMAZIONE

Le luci da noi considerate risultano essere minori di 10 metri, per cui (analogamente a quanto fatto per i solai) si può procedere per verifica indiretta attraverso questa data formulazione:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{0,0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right]$$

Considero K=1,3 e K=1,5 seguendo la tabella sottostante:

Sistema strutturale	K	Cls molto sollecitato p=0,5%
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18
Campate intermedie di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali	1,5	20

I valori vengono così ridotti del 20%, poiché le travi hanno larghezza dell'ala superiore a 3 volte quella dell'anima.

	As*	Ps=As/bd	K	(l/h) _{max}	l	h	(l/h)<(l/h) _{max}
CAMPATA CA	1526,0	0,36	1,3	18	5000	330	15,15
CAMPATA CB	1780,4	0,45	1,5	20	5000	330	15,15
CAMPATA CC	1780,4	0,45	1,5	20	5000	330	15,15
CAMPATA CD	1526,0	0,36	1,3	18	5000	330	15,15

Risulta essere soddisfatta la verifica a flessione secondo gli stati limite di esercizio.

VERIFICA A TAGLIO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI: ANALISI DEI CARICHI

Si riprendono i carichi sfruttati precedentemente per la verifica a flessione degli SLU della trave, applicandoli con le cinque combinazioni di carico precedenti

Calcolo carichi per la verifica agli SLU

$$\gamma_{sfav} \cdot p = \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1}$$

$$= 1,30 \cdot 24,68 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 16,00 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 25,00 \text{ kN/m}$$

$$= 32,08 \text{ kN/m} + 24,00 \text{ kN/m} + 37,50 \text{ kN/m}$$

$$= 93,58 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{fav} \cdot p = \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1}$$

$$= 1,0 \cdot 24,68 \text{ kN/m} + 0,80 \cdot 16,00 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 25,00 \text{ kN/m}$$

$$= 24,68 \text{ kN/m} + 12,80 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m}$$

$$= 37,48 \text{ kN/m}$$

VERIFICA SLU	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	93,58 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	37,48 kN/m

Combinazione 1



Combinazione 2



Combinazione 3



Combinazione 4



Combinazione 5

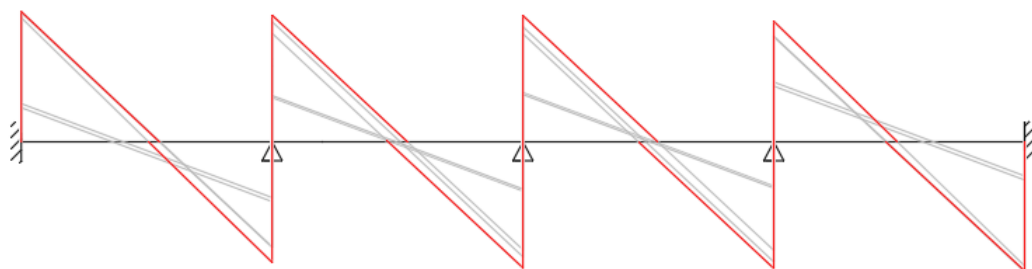


Avendo preso come schema statico di riferimento una trave incastrata alle due estremità, si omette la combinazione con gli incastrati per massimizzare il momento agli appoggi.

COMBINAZIONI TAGLI [kN/m]:

	V1	V2 _{sx}	V2 _{dx}	V3 _{sx}	V3 _{dx}	V4 _{sx}	V4 _{dx}	V5
COMB 1	259,0	-209,0	88,7	-98,7	229,0	-239,0	118,7	-68,6
COMB 2	68,6	-118,7	239,0	-229,0	98,7	-88,7	209,0	-259,0
COMB 3	227,6	-240,2	252,7	-215,1	94,9	-92,4	210,1	-257,7
COMB 4	76,1	-111,2	216,4	-251,4	251,4	-216,4	111,2	76,1
COMB 5	257,7	-210,1	92,4	-94,9	215,1	-252,7	240,2	-227,6

Successivamente si sovrappongono i sei diagrammi calcolati precedentemente per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave:



Si ipotizzano delle staffe a 4 braccia $\Phi 8$ procedendo al dimensionamento dell'armatura trasversale minima, dettata dalle limitazioni normative (cap 4.1.6 NTC2018).

LIMITAZIONI NORMATIVE in base alla norma NTC 2018 (CAP. 4.1.6):

- $s < 500$ mm, cioè almeno tre staffe al metro
- $s < 0,8d$, dove d è l'altezza utile della sezione
- $A_{sw}/s > 1,5 \cdot b$ [mm²/m], dove b è la lunghezza della sezione

Per procedere con la verifica a taglio delle travi si calcolano **V_{rsd}** e **V_{rcd}**, dove il valore minimo corrisponderà al taglio resistente **V_{rd}** che, analogamente alla precedente verifica del taglio per il solaio, dovrà essere minore del taglio sollecitante **V_{sd}** calcolato tramite le combinazioni di carichi effettuate.

Resistenza a taglio-trazione staffa

$$V_{rsd} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$$

Resistenza a taglio-compressione calcestruzzo

$$V_{rcd} = b \cdot z \cdot 0,5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotg\theta / (1 + \cotg\theta))$$

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsch la **Cotg0** è pari a 1, ma questo modello conduce a eccessivi dimensionamenti dell'armatura trasversale, il modello deve essere perfezionato aggiungendo il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo. Questo contributo viene preso in considerazione diminuendo l'inclinazione del puntone (non più fisso a 90°), secondo la teoria del traliccio, cioè **aumentando Cotg0**, attraverso l'eguaglianza posta tra le due equazioni V_{rsd} e V_{rcd} .

$$Cotg0 = [(s \cdot b \cdot 0,5 \cdot f_{cd}) / (A_{sw} \cdot f_{yd})]^{1/2}$$

Se $Cotg0 > 2,5$ prenderò il valore 2,5

Se $1 < Cotg0 < 2,5$, prenderò il valore calcolato

Se $Cotg0 < 1$, prenderò il valore 1

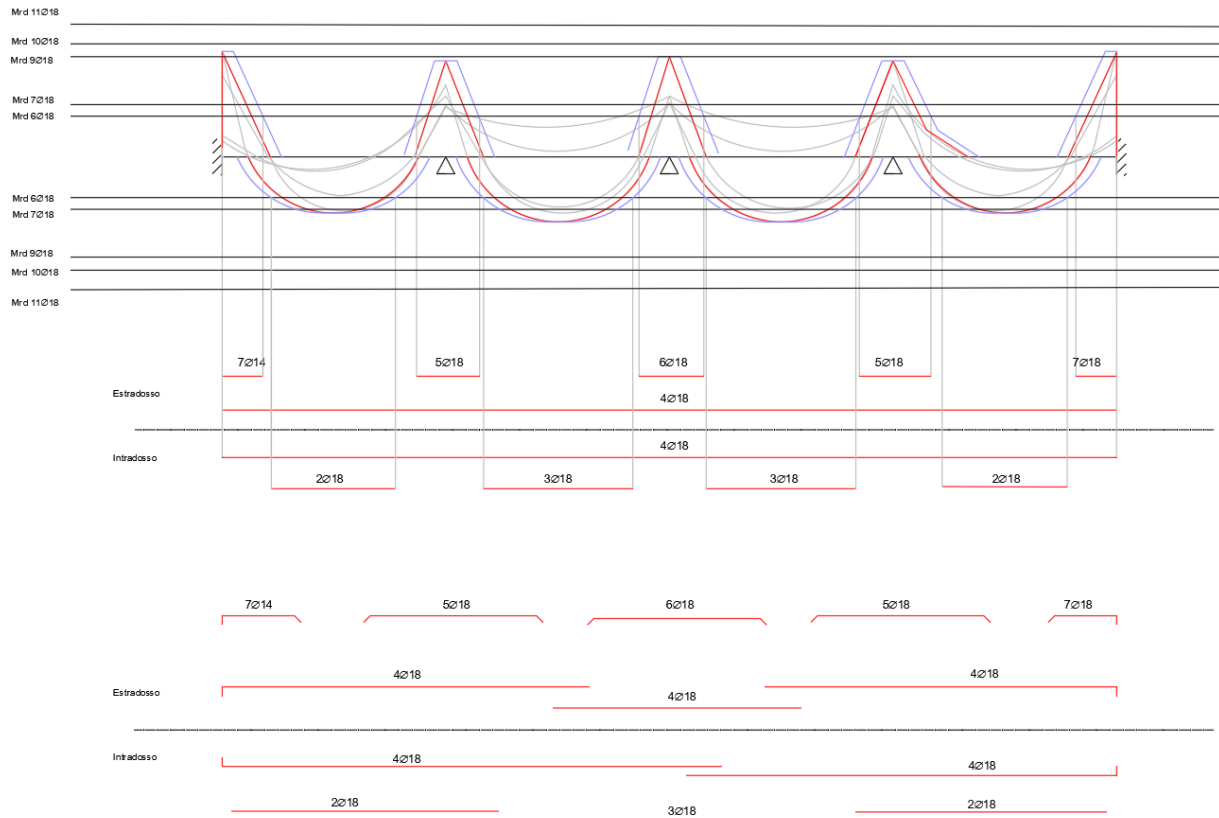
	Staffe	A_{sw} [mm ²]	s[mm]	Cotg0	Cotg0 >2,5	Cotg0	z[mm]
V 1	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7
V 2_{sx}	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7
V 2_{sx}	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7
V 3_{sx}	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7
V 3_{sx}	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7
V 4_{sx}	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7
V 4_{sx}	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7
V 5	Ø8 4 braccia	201,6	150	3,28	OK	2,5	254,7

Si applicano così le formule sopra esposte per verificare le resistenze a taglio della trave

	V_{rsd}	V_{rcd}	V_{rd}	V_{sd}	$V_{rd} > V_{sd}$
V 1	334,6	525,5	334,6	259,0	OK
V 2_{sx}	334,6	525,5	334,6	-240,2	OK
V 2_{sx}	334,6	525,5	334,6	252,7	OK
V 3_{sx}	334,6	525,5	334,6	-251,4	OK
V 3_{sx}	334,6	525,5	334,6	251,4	OK
V 4_{sx}	334,6	525,5	334,6	-252,7	OK
V 4_{sx}	334,6	525,5	334,6	240,2	OK
V 5	334,6	525,5	334,6	-259,0	OK

Risultano essere così verificate le verifiche agli SLU per il taglio riguardanti la trave di spina.

Diagramma di posizionamento delle armature



Conclusioni:

Le verifiche agli SLU e SLE per la trave dio bordo TC_6-10 risultano essere soddisfatte. Vedere tavola **N° 10**.

DIMENSIONAMENTO DELLA TRAVE DI BORDO

I carichi per metro lineare di trave per la **TRAVE DI BORDO** andranno calcolati definendo una zona di influenza A pari a 2,50m e stabilendo un coefficiente per la trave di bordo pari ad 0,90. I carichi accidentali verranno considerati come quelli gravanti sul solaio del piano terra, ovvero $Q_k=4 \text{ kN/mq}$ così da considerare il piano dove le sollecitazioni risultano essere maggiori.

Gk1	$3,95 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} * 0,90$	15,64 kN/m
Gk2	$(2,56 \text{ kN/m} + 1,65 \text{ kN/m}) * 3,00 \text{ m} * 0,90$	9,47 kN/m
Qk1	$4,00 \text{ kN/m} * 3,00 \text{ m} * 0,90$	9,00 kN/m

$$Gk1 = \text{tot } G1 \cdot A \cdot 0,90$$

$$Gk2 = \text{tot } G2 \cdot A \cdot 0,90$$

$$Qk = \text{tot } Qk \cdot A \cdot 0,90$$

Analogamente a quanto fatto per il solaio, si stabiliscono *coefficienti variabili amplificativi e riduttivi* in base alla tipologia di carico:

COEFFICIENTI VARIABILI SLU			COEFFICIENTI VARIABILI SLE		
	γ_{sfav}	γ_{fav}		γ_{sfav}	γ_{fav}
G1	1,3	1,0	G1	1,0	1,0
G2	1,5	0,8	G2	1,0	0,8
Qk	1,5	0,0	Qk	1,0	0,8

Calcolo carichi per la verifica agli SLU

$$\begin{aligned}
 \gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot Gk1 + \gamma_{sfav} \cdot Gk2 + \gamma_{sfav} \cdot Qk1 \\
 &= 1,30 \cdot 8,88 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 9,47 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 9,00 \text{ kN/m} \\
 &= 11,54 \text{ kN/m} + 14,20 \text{ kN/m} + 13,50 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{39,24 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot Gk1 + \gamma_{fav} \cdot Gk2 + \gamma_{fav} \cdot Qk1 \\
 &= 1,0 \cdot 8,88 \text{ kN/m} + 0,80 \cdot 9,47 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 9,00 \text{ kN/m} \\
 &= 8,88 \text{ kN/m} + 7,57 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\
 &= \mathbf{16,45 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

VERIFICA SLU	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	39,24 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	16,45 kN/m

CALCOLO DEI MOMENTI PER LA VERIFICA AGLI SLU

Per calcolare i momenti sollecitanti negli appoggi intermedi si sfrutta, analogamente a quanto visto per i momenti sollecitanti nelle verifiche SLU, il metodo di sovrapposizione degli effetti, sviluppando il seguente sistema di cinque equazioni e cinque incognite, sfruttando due campate e momenti fittizi agli estremi:

$$+2M_{Ala} + M_{Blb} = - \frac{1}{4} (p_{ala}^3)$$

$$+M_{ala} + 2M_{C(lb+la)} + M_{Clb} = - \frac{1}{4} (p_{ala}^3 + p_{blb}^3)$$

$$+M_{Blb} + 2M_{C(lc+lb)} + M_{Dlc} = - \frac{1}{4} (p_{blb}^3 + p_{clc}^3)$$

$$+MClc + 2MD(lb+lc) + MEld = -\frac{1}{4}(pclc^3 + pdld^3)$$

$$+MDld + 2ME(ld) = -\frac{1}{4}(pdld^3)$$

Combinazione 1

Per massimizzare il momento nelle campate A e C.



Combinazione 2

Per massimizzare il momento nelle campate B e C.



Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.



Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.



Combinazione 5

Per massimizzare il momento nell'appoggio 4.

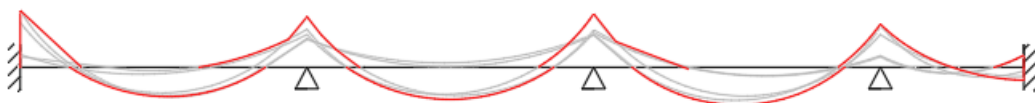


Avendo preso come schema statico di riferimento una trave incastrata alle due estremità, si omette la combinazione con gli incastrati per massimizzare il momento agli appoggi.

COMBINAZIONI MOMENTI [kN/m]:

	M ⁻ max,1 I1	M ⁺ max,A CA	M ⁻ max,2 A1	M ⁺ max,B CB	M ⁻ max,3 A2	M ⁺ max,C CC	M ⁻ max,4 A3	M ⁺ max,C CD	M ⁻ max,5 I2
COMB 1	-99,34	51,01	-46,54	-1,82	-57,51	58,66	-70,44	-0,00	22,47
COMB 2	-18,43	11,51	-65,94	56,27	-65,85	11,13	-19,70	10,13	-21,15
COMB 3	-78,70	39,54	-88,85	49,30	-60,37	12,25	-21,26	10,13	-20,05
COMB 4	-22,42	12,74	-58,00	47,87	-93,38	47,20	-57,44	0,00	15,84
COMB 5	-98,60	49,20	-46,03	-1,70	-56,33	58,81	-74,70	0,00	6,45

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione dei carichi considerata si procede con la sovrapposizione dei 5 diagrammi ricavati, così da sviluppare il *diagramma di involucro dei momenti SLU* indicante le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Dimensionamento armature della trave di bordo e dei momenti resistenti

Per la trave di BORDO, come anticipato in precedenza, si è ipotizzata una base di 300mm ed un'altezza di 360mm.

Note le sollecitazioni ed ipotizzate le dimensioni della trave, si può passare a dimensionare l'armatura tesa A_s , attraverso la data equazione:

$$A_s = M_{sd} / 0,9d \cdot f_{yd}$$

Dove i valori dell'equazione corrispondono a:

- **A_s** è l'armatura minima richiesta
- **M_{sd}** è il momento sollecitante
- **$0,9d$** è il braccio della coppia interna
- **d** è l'altezza utile della trave (360mm) diminuita del copri-ferro netto (30mm) e del raggio delle armature (9mm) e il diametro delle staffe (8mm)
- **f_{yd}** è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio (391 Mpa per acciaio B450C)

- $A_s = M_{sd} / z \cdot f_{yd}$

- $A_s^* = \pi \cdot 18^2 / 4$ (con 14mm diametro delle armature, scelto un unico valore per semplicità esecutiva)

- M_{rd} è il momento resistente relativo alle armature scelte calcolato come $M_{rd} = A_s^* \cdot 0,9 d f_{yd} > M_{sd}$

Da queste verifiche si prevede che $A_s^* > A_s$ e che i momenti resistenti delle armature siano superiori ai momenti sollecitanti ($M_{rd} > M_{sd}$).

	I1	CA	A1	CB	A2	CC	A3	CD	I2
Msd [kN/m]	99,3	51,0	88,8	56,2	93,3	58,8	74,7	10,1	22,4
Msd [N*mm]	993 x10 ⁵	510 x10 ⁵	888 x10 ⁵	562 x10 ⁵	933 x10 ⁵	588 x10 ⁵	747 x10 ⁵	101 x10 ⁵	224 x10 ⁵
As [mm ²]	901,5	463,0	806,2	510,2	847,0	533,8	678,2	91,6	203,3
nΦ	4Φ18	2Φ18	4Φ18	3Φ18	4Φ18	3Φ18	3Φ18	1Φ18	1Φ18
As* [mm ²]	1017,4	508,9	1017,4	763,4	1017,4	763,4	763,4	254,3	254,3
As* > As	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Mrd [N*mm]	112,0	56,0	112,0	84,0	112,0	84,0	84,0	28,0	28,0
Mrd > Msd	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verifica di resistenza SLU a flessione

La verifica di resistenza a flessione prevede che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata (collasso duttile):

$\omega_s = f_{yd} \cdot A_s^* / f_{cd} \cdot b \cdot d < \tilde{\omega}_s = 0,52$

Qui b è la larghezza dell'anima, A_s^* è l'area dell'acciaio effettiva e f_{cd} è la tensione a compressione resistente del calcestruzzo (14,2 Mpa).

	I1	CA	A1	CB	A2	CC	A3	CD	I2
f_{yd} [MPa]	391	391	391	391	391	391	391	391	391
As* [mm ²]	1017,4	508,9	1017,4	763,4	1017,4	763,4	763,4	254,3	254,3
f_{cd} [Mpa]	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2
b [mm]	300	300	300	300	300	300	300	300	300
d [mm]	313	313	313	313	313	313	313	313	313
ω_s	0,29	0,15	0,29	0,22	0,29	0,22	0,22	0,07	0,07
ω_s < ω̃_s	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Dopo aver svolto i calcoli per i vari momenti sollecitanti di verifica per gli SLU, il dimensionamento minimo delle armature A_s^* con il relativo momento resistente M_{rd} ed infine la verifica alla resistenza a flessione si ricava ω_s , come conclusione, l'accertamento delle verifiche per gli SLU.

La verifica a flessione per gli Stati Limite Ultimi risulta perciò soddisfatta.

CALCOLO DEI MOMENTI PER LA VERIFICA AGLI SLE

Per il calcolo delle verifiche agli stati limite di esercizio si procede analogamente al calcolo svolto per le verifiche agli SLU ma utilizzando i coefficienti amplificativi e riduttivi SLE. Riportando i valori precedentemente trovati per cui si ha:

$$\begin{aligned}\gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1} \\ &= 1,00 \cdot 8,88 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 9,47 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 9,00 \text{ kN/m} \\ &= 8,88 \text{ kN/m} + 9,47 \text{ kN/m} + 9,00 \text{ kN/m} \\ &= \mathbf{27,35 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1} \\ &= 1,0 \cdot 8,88 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 9,47 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 9,00 \text{ kN/m} \\ &= 8,88 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} \\ &= \mathbf{8,88 \text{ kN/m}}\end{aligned}$$

VERIFICA SLE	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	27,35 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	8,88 kN/m

CALCOLO DEI MOMENTI PER LA VERIFICA AGLI SLE

Per calcolare i momenti sollecitanti negli appoggi intermedi si sfrutta, analogamente a quanto visto per i momenti sollecitanti nelle verifiche SLU, il metodo di sovrapposizione degli effetti, sviluppando il seguente sistema di cinque equazioni e cinque incognite, sfruttando due campate e momenti fittizi agli estremi:

$$\begin{aligned}+2M_{A1a} + M_{B1a} &= -\frac{1}{4} (p_{a1} l_a^3) \\ +M_{A1a} + 2M_{C1b} + M_{D1c} &= -\frac{1}{4} (p_{a1} l_a^3 + p_{b1} l_b^3) \\ +M_{B1a} + 2M_{C1b} + M_{D1c} &= -\frac{1}{4} (p_{b1} l_b^3 + p_{c1} l_c^3) \\ +M_{C1b} + 2M_{D1d} + M_{E1e} &= -\frac{1}{4} (p_{c1} l_c^3 + p_{d1} l_d^3) \\ +M_{D1c} + 2M_{E1e} &= -\frac{1}{4} (p_{d1} l_d^3)\end{aligned}$$

Combinazione 1

Per massimizzare il momento nelle campate A e C.



Combinazione 2

Per massimizzare il momento nelle campate B e C.



Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.



Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.



Combinazione 5

Per massimizzare il momento nell'appoggio 4.



Avendo preso come schema statico di riferimento una trave incastrata alle due estremità, si omette la combinazione con gli incastri per massimizzare il momento agli appoggi.

COMBINAZIONI MOMENTI [kN/m]:

	M ⁻ max,1 I1	M ⁺ max,A CA	M ⁻ max,2 A1	M ⁺ max,B CB	M ⁻ max,3 A2	M ⁺ max,C CC	M ⁻ max,4 A3	M ⁺ max,C CD	M ⁻ max,5 I2
COMB 1	-70,56	36,38	-29,81	-5,88	-36,81	42,10	-50,09	0,00	18,10
COMB 2	-5,57	6,17	-44,35	41,56	-43,45	4,70	-8,27	8,86	-17,25
COMB 3	-54,34	27,17	-62,24	34,45	-38,53	5,27	-10,06	8,30	-16,35
COMB 4	-8,88	6,30	-37,85	34,04	-66,16	33,23	-39,35	0,00	12,74
COMB 5	-70,44	36,36	-30,03	-5,12	-35,85	41,25	-53,00	7,32	5,12

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione dei carichi considerata si procede con la sovrapposizione dei 5 diagrammi ricavati, così da sviluppare il *diagramma di involucro dei momenti SLU* indicante le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



VERIFICA DELLE TENSIONI MASSIME

Una volta individuate le sollecitazioni più gravose è necessario svolgere la verifica delle tensioni massime per la compressione (cls compresso) e per la trazione (armatura tesa):

- Dove $\sigma_c = 2M/bxz$ individua la tensione del cls compresso
- F_{ck} il valore di resistenza da confrontare ($\sigma_c < f_{ck}$)
- Dove $\sigma_s = M/Asz$ individua la tensione dell'armatura tesa
- F_{yk} il valore di resistenza da confrontare ($\sigma_s < f_{yk}$)

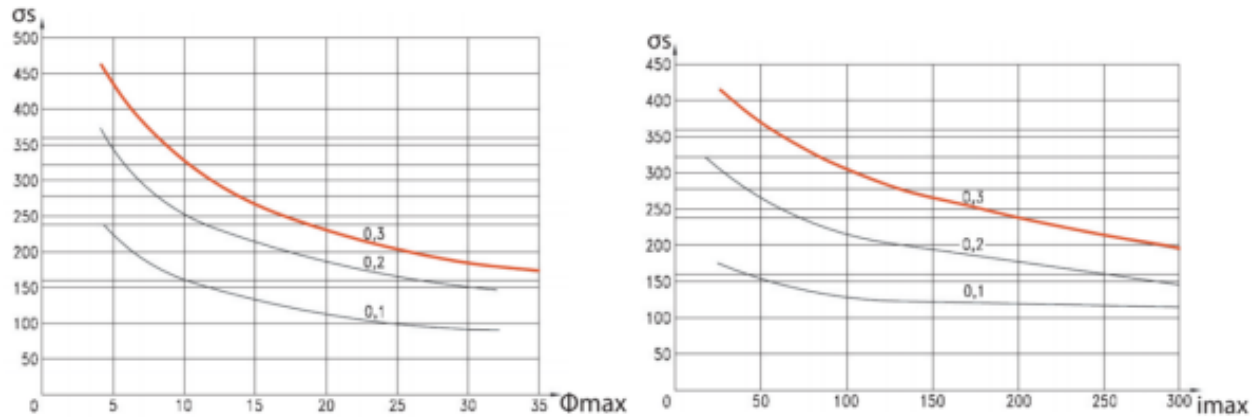
	M [kN/m]	As*	b	x	z	σ_c	$\sigma_c < 15$	σ_s	$\sigma_s < 360$
INCASTRO A1	71,08	1017,4	300	134,6	268,3	13,4	OK	260	OK
CAMPATA CA	36,50	508,9	300	103,3	265,5	9,16	OK	270	OK
APPOGGIO A1	62,24	1017,4	300	134,6	268,3	11,4	OK	228	OK
CAMPATA CB	41,56	763,4	300	121,0	40,3	5,6	OK	135	OK
APPOGGIO A2	66,16	1017,4	300	134,6	268,3	11,4	OK	242	OK
CAMPATA CC	42,52	763,4	300	121,0	40,3	5,8	OK	138	OK
APPOGGIO A3	53,00	763,4	300	121,0	40,3	7,2	OK	172	OK
CAMPATA CD	8,86	254,3	300	78,3	273,9	2,7	OK	127	OK
INCASTRO A2	18,28	254,3	300	78,3	273,9	6,1	OK	262	OK

Risultano essere perciò verificate le tensioni massime a compressione del calcestruzzo ed a trazione delle armature.

VERIFICA DIRETTA A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione, analogamente a quella eseguita per i solai, può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese e la loro spaziatura non superino dati limiti dipendenti dallo stato tensionale delle armature in condizione di esercizio e dall'apertura massima delle fessure consentita ($w=0,3$).

Il diametro e la spaziatura tra le barre sono determinati sulla base delle tensioni σ_s , seguendo i diagrammi riportati nella circolare NTC-21 gennaio 2019:



	Armatura tesa	σ_s	Φ	Φ_{max}	$\Phi < \Phi_{max}$	i	i max	i < i max
INCASTRO A1	4Φ18	260	18	18	OK	63,3	180	OK
CAMPATA CA	2Φ18	270	18	25	OK	104	250	OK
APPOGGIO A1	4Φ18	228	18	18	OK	63,3	150	OK
CAMPATA CB	3Φ18	135	18	25	OK	104	200	OK
APPOGGIO A2	4Φ18	242	18	18	OK	63,3	150	OK
CAMPATA CC	3Φ18	138	18	24	OK	104	150	OK
APPOGGIO A3	3Φ18	172	18	35	OK	104	300	OK
CAMPATA CD	1Φ18	127	18	35	OK	122	300	OK
INCASTRO A2	1Φ18	262	18	18	OK	122	150	OK

Risultano essere perciò verificati i diametri e le distanze tra le barre d'armatura.

VERIFICA INDIRETTA A FESSURAZIONE

Le luci da noi considerate risultano essere minori di 10 metri, per cui (analogamente a quanto fatto per i solai) si può procedere per verifica indiretta attraverso questa data formulazione:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{0,0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right]$$

Considero K=1,3 e K=1,5 seguendo la tabella sottostante:

Sistema strutturale	K	Cls molto sollecitato p=0,5%
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18
Campate intermedie di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali	1,5	20

	As*	Ps=As/bd	K	(l/h) _{max}	l	h	(l/h)<(l/h) _{max}
CAMPATA CA	508,9	0,05	1,3	18	2500	360	6,94
CAMPATA CB	763,4	0,08	1,5	20	5000	360	13,8
CAMPATA CC	763,4	0,08	1,5	20	5000	360	13,8
CAMPATA CD	254,3	0,02	1,3	18	2500	360	6,94

Risulta essere soddisfatta la verifica a flessione secondo gli stati limite di esercizio.

VERIFICA A TAGLIO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI: ANALISI DEI CARICHI

Si riprendono i carichi sfruttati precedentemente per la verifica a flessione degli SLU della trave, applicandoli con le cinque combinazioni di carico precedenti

Calcolo carichi per la verifica agli SLU

$$\begin{aligned}\gamma_{sfav} \cdot p &= \gamma_{sfav} \cdot G_{k1} + \gamma_{sfav} \cdot G_{k2} + \gamma_{sfav} \cdot Q_{k1} \\ &= 1,30 \cdot 8,88 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 9,47 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 9,00 \text{ kN/m} \\ &= 11,54 \text{ kN/m} + 14,20 \text{ kN/m} + 13,50 \text{ kN/m} \\ &= 39,24 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{fav} \cdot p &= \gamma_{fav} \cdot G_{k1} + \gamma_{fav} \cdot G_{k2} + \gamma_{fav} \cdot Q_{k1} \\ &= 1,0 \cdot 8,88 \text{ kN/m} + 0,80 \cdot 9,47 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 9,00 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$= 8,88 \text{ kN/m} + 7,57 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m}$$

$$= 16,45 \text{ kN/m}$$

VERIFICA SLU	
$\gamma_{sfav} \cdot p$	39,24 kN/m
$\gamma_{fav} \cdot p$	16,45 kN/m

Combinazione 1

Per massimizzare il momento nelle campate A e C.



Combinazione 2

Per massimizzare il momento nelle campate B e C.



Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.



Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.



Combinazione 5

Per massimizzare il momento nell'appoggio 4.

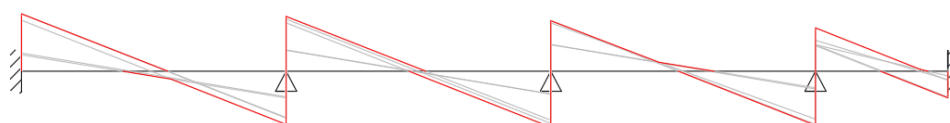


Avendo preso come schema statico di riferimento una trave incastrata alle due estremità, si omette la combinazione con gli incastrati per massimizzare il momento agli appoggi.

COMBINAZIONI TAGLI [kN/m]:

[kN/m]	V1	V2 _{sx}	V2 _{dx}	V3 _{sx}	V3 _{dx}	V4 _{sx}	V4 _{dx}	V5
COMB 1	108,2	-87,9	39,2	-43,0	95,4	-100,7	57,8	-16,6
COMB 2	31,6	-50,6	98,1	-98,1	50,4	-31,7	48,2	-49,9
COMB 3	96,2	-100,0	103,7	-92,4	48,8	-33,4	49,5	-48,5
COMB 4	34,0	-48,2	90,9	-105,2	105,3	-90,8	49,8	-8,7
COMB 5	108,1	-88,0	39,5	-42,7	94,5	-101,6	81,5	-16,5

Successivamente si sovrappongono i sei diagrammi calcolati precedentemente per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave:



Si ipotizzano delle staffe a 2 braccia $\Phi 8$ procedendo al dimensionamento dell'armatura trasversale minima, dettata dalle limitazioni normative (cap 4.1.6 NTC2018).

LIMITAZIONI NORMATIVE in base alla norma NTC 2018 (CAP. 4.1.6):

- $s < 500$ mm, cioè almeno tre staffe al metro
- $s < 0,8d$, dove d è l'altezza utile della sezione
- $A_{sw}/s > 1,5 \cdot b$ [mm²/m], dove b è la lunghezza della sezione

Per procedere con la verifica a taglio delle travi si calcolano **V_{rsd}** e **V_{rcd}**, dove il valore minimo corrisponderà al taglio resistente **V_{rd}** che, analogamente alla precedente verifica del taglio per il solaio, dovrà essere minore del taglio sollecitante **V_{sd}** calcolato tramite le combinazioni di carichi effettuate.

Resistenza a taglio-trazione staffa

$$V_{rsd} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cotg \theta$$

Resistenza a taglio-compressione calcestruzzo

$$V_{rcd} = b \cdot z \cdot 0,5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \theta / (1 + \cotg \theta))$$

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsh la **Cotg0** è pari a 1, ma questo modello conduce a eccessivi dimensionamenti dell'armatura trasversale, il modello deve essere perfezionato aggiungendo il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo. Questo contributo viene preso in considerazione diminuendo l'inclinazione del puntone (non più fisso a 90°), secondo la teoria del traliccio, cioè **umentando Cotg0**, attraverso l'eguaglianza posta tra le due equazioni **V_{rsd}** e **V_{rcd}**.

$$\text{Cotg0} = [(s \cdot b \cdot 0,5 \cdot f_{cd}) / (A_{sw} \cdot f_{yd})]^{1/2}$$

Se $\text{Cotg0} > 2,5$ prenderò il valore 2,5

Se $1 < \text{Cotg0} < 2,5$, prenderò il valore calcolato

Se $\text{Cotg0} < 1$, prenderò il valore 1

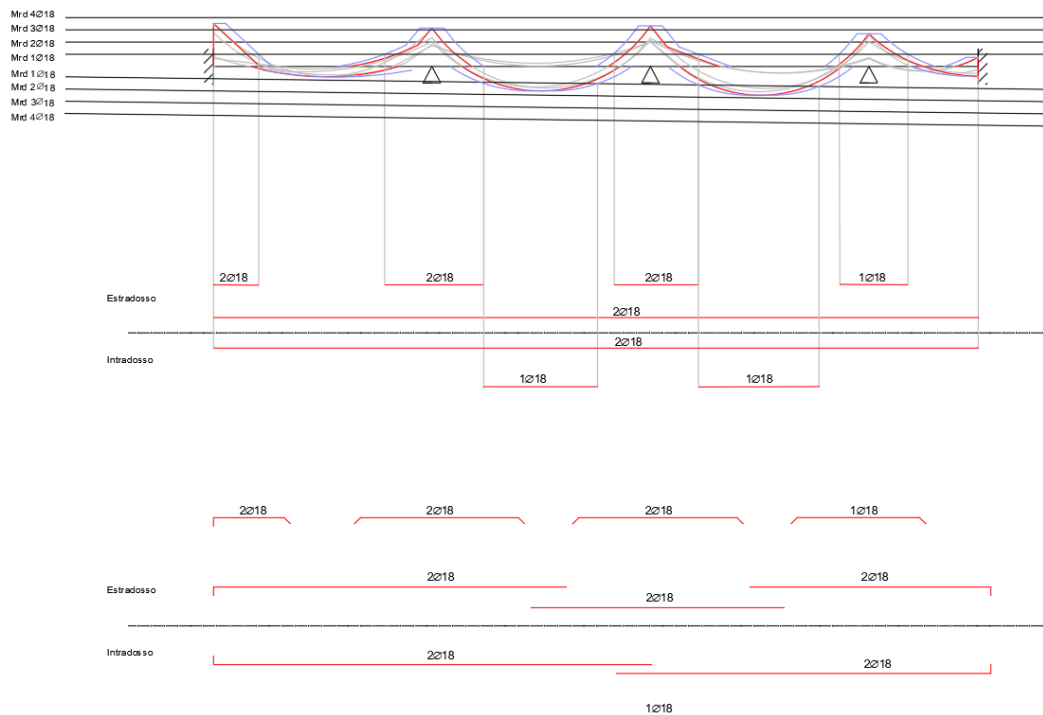
	Staffe	Asw [mm ²]	s[mm]	Cotg0	Cotg0 >2,5	Cotg0	z[mm]
V 1	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7
V 2_{sx}	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7
V 2_{sx}	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7
V 3_{sx}	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7
V 3_{sx}	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7
V 4_{sx}	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7
V 4_{sx}	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7
V 5	Φ8 2 braccia	100,53	150	3,34	OK	2,5	281,7

Si applicano così le formule sopra esposte per verificare le resistenze a taglio della trave.

	V _{rsd}	V _{rcd}	V _{rd}	V _{sd}	V _{rd} >V _{sd}
V 1	184,5	204,0	184,5	108,2	OK
V 2_{sx}	184,5	204,0	184,5	-100,0	OK
V 2_{sx}	184,5	204,0	184,5	103,7	OK
V 3_{sx}	184,5	204,0	184,5	-105,2	OK
V 3_{sx}	184,5	204,0	184,5	105,3	OK
V 4_{sx}	184,5	204,0	184,5	-101,6	OK
V 4_{sx}	184,5	204,0	184,5	81,5	OK
V 5	184,5	204,0	184,5	-16,6	OK

Risultano essere così verificate le verifiche agli SLU per il taglio riguardanti la trave di bordo.

Diagramma di posizionamento delle armature



Conclusioni:

Le verifiche agli SLU e SLE per la trave dio bordo TD_6-10 risultano essere soddisfatte.
Vedere tavola **N° 10**.

2.7 PROGETTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Per la fase di pre-dimensionamento della trave rovescia di fondazione si è sfruttato un modello semplificato secondo il quale la trave d'esame risulta essere rigida e di conseguenza la reazione del terreno viene considerata costante.

Il carico totale dato dai carichi permanenti (Gk1+Gk2) gravante sulla struttura di fondazione, viene calcolato tramite la somma dei carichi gravanti sulla base dei pilastri considerati amplificati per il coefficiente di sicurezza **γf=1,43** e divisi per la luce totale della trave.

Riportando i dati valori:

- **Ned**=2155,01 kN

- **l**= 20m

$$p = \frac{1.43 \sum P_i}{l}$$

$$P = Ned/l = (5 \times 2155,01) / 20 = \mathbf{538,7 \text{ kN}}$$

Il carico totale **P** sarà perciò pari a **538,7 kN/m** che diviso rispetto alla misura di **b** ipotizzata per la base della trave di fondazione (ipotizzata come 1400mm) indicherà la pressione indotta sul terreno.

$$\sigma_{ED} = P/b = 384,7 \text{ kN/m}$$

Verifica della capacità portante del terreno

Dopo aver individuato **P** e conseguentemente σ_{ED} (pressione indotta sul terreno) è necessario verificare che questo ultimo valore sia inferiore rispetto alla pressione massima che il terreno è in grado di sostenere, valore dato dalla relazione **qrd/yrd**.

Viene assunto un terreno non coesivo, ghiaioso-sabbioso con $c=0$, $\Phi=35^\circ$, $\gamma=18\text{kN/m}^3$ per cui vengono presi i valori di riferimento per calcolare la capacità portante unitaria del terreno **qrd**. La capacità portante del terreno può essere valutata tenendo conto di tre differenti contributi:

- "C" legato alla coesione del terreno
- "Q" legato al sovraccarico del terreno
- "Y" legato all'attrito del terreno

$$qrd = ScCnc + SqQNq + Sy0.5ybNy$$

Calcolando separatamente i vari coefficienti si ottiene perciò:

$$- ScCnc = 1,0 \times 0 \times 46,09$$

$$- ScCnc = 1 \times (18 \times 1,2) \times 33,26$$

$$- ScCnc = 1 \times (18 \times 0,5) \times 1,4 \times 47,97$$

Sommandoli si otterrà perciò un valore di **qrd** = $0 + 718,41 + 629,62 = 1348,03 \text{ kN/m}$ che diviso per il coefficiente **Yrd**=2,30:

$$Qrd / Yrd = 586,10 \text{ kN/m}$$

Risulta essere così soddisfatta la verifica della capacità portante del terreno svolgendo un confronto finale e verificando che $\sigma_{ED} < qrd / Yrd$.

VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

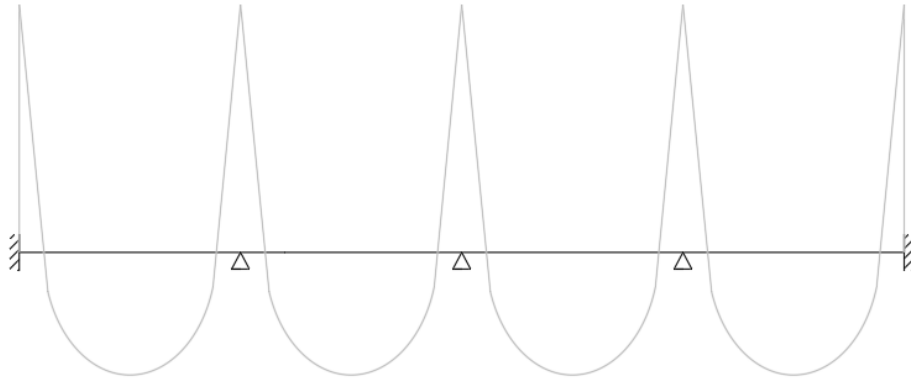
Il DM 2008 riporta quanto segue: *"Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile."*, di conseguenza le verifiche svolte per la portanza della trave rovescia di fondazione farà riferimento alle sole verifiche degli stati limite ultimi fi verifica a flessione e a taglio.

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI: FLESSIONE

Si considera un carico uniformemente distribuito pari a 538,7 kN/m.

COMBINAZIONI MOMENTI [kN/m]:

I1	CA	A1	CB	A2	CC	A3	CD	I2
1122,2	-555,3	1122,2	-555,3	1122,2	-555,3	1122,2	-555,3	112,2



Note le sollecitazioni ed ipotizzate le dimensioni della trave rovescia ($b=140\text{cm}$; $h=140\text{cm}$), si può passare a dimensionare l'armatura tesa A_s , attraverso la data equazione:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9d \cdot f_{yd}}$$

Dove i valori dell'equazione corrispondono a:

- A_s è l'armatura minima richiesta
- M_{sd} è il momento sollecitante
- $0,9d$ è il braccio della coppia interna
- d è l'altezza utile della trave (1400mm) diminuita del copri-ferro netto (50mm) e del raggio delle armature (10mm) e il diametro delle staffe (10mm)
- f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio (391 Mpa per acciaio B450C)
- $A_s = M_{sd}/z \cdot f_{yd}$
- $A_s^* = \pi \cdot 20^2 / 4$ (con 20mm diametro delle armature, scelto un unico valore per semplicità esecutiva)
- M_{rd} è il momento resistente relativo alle armature scelte calcolato come $M_{rd} = A_s^* \cdot 0,9d f_{yd} > M_{sd}$

Da queste verifiche si prevede che $A_s^* > A_s$ e che i momenti resistenti delle armature siano superiori ai momenti sollecitanti ($M_{rd} > M_{sd}$).

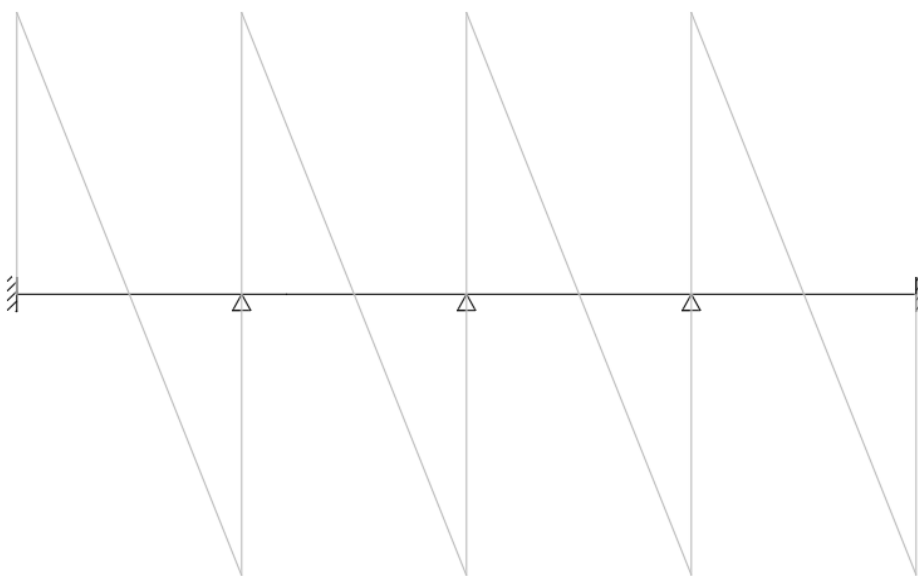
	I1	CA	A1	CB	A2	CC	A3	CD	I2
Msd [kN/m]	1122,2	-561,3	1122,2	-561,3	1122,2	-561,3	1122,2	-561,3	1122,2
Msd [N*mm]	1122x 10 ⁶	561,3x 10 ⁵	1122x 10 ⁶	561,3x 10 ⁵	1122x 10 ⁶	561,3x 10 ⁵	1122x 10 ⁶	561,3x 10 ⁵	1122x 10 ⁶
As [mm ²]	2397	1198	2397	1198	2397	1198	2397	1198	2397
nΦ	8Φ20	4Φ20	8Φ20	4Φ20	8Φ20	4Φ20	8Φ20	4Φ20	8Φ20
As* [mm ²]	2512	1256	2512	1256	2512	1256	2512	1256	2512
As*>As	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Mrd [N*mm]	1175,6	587,8	1175,6	587,8	1175,6	587,8	1175,6	587,8	1175,6
Mrd>Msd	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Con questi valori risultano essere soddisfatte le verifiche a momento per SLU.

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI: TAGLIO

COMBINAZIONI TAGLI [kN/m]:

V1	V2 _{sx}	V2 _{dx}	V3 _{sx}	V3 _{dx}	V4 _{sx}	V4 _{dx}	V5
-1346,7	1346,7	-1346,7	1346,7	-1346,7	1346,7	-1346,7	1346,7



Si ipotizzano delle staffe a 2 braccia $\Phi 10$ procedendo al dimensionamento dell'armatura trasversale minima, dettata dalle limitazioni normative (cap 4.1.6 NTC2018).

LIMITAZIONI NORMATIVE in base alla norma NTC 2018 (CAP. 4.1.6):

- $s < 300$ mm, cioè almeno tre staffe al metro
- $s < 0,8d$, dove d è l'altezza utile della sezione
- $A_{sw}/s > 1,5 \cdot b$ [mm²/m], dove b è la lunghezza della sezione

Per procedere con la verifica a taglio delle travi si calcolano **V_rsd** e **V_rcd**, dove il valore minimo corrisponderà al taglio resistente **V_rd** che, analogamente alla precedente verifica del taglio per il solaio, dovrà essere minore del taglio sollecitante **V_sd** calcolato tramite le combinazioni di carichi effettuate.

Resistenza a taglio-trazione staffa

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cotg \vartheta$$

Resistenza a taglio-compressione calcestruzzo

$$V_{Rcd} = b \cdot z \cdot 0.5 f_{cd} \frac{\cotg \vartheta}{1 + \cotg^2 \vartheta}$$

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsch la **Cotg0** è pari a 1, ma questo modello conduce a eccessivi dimensionamenti dell'armatura trasversale, il modello deve essere perfezionato aggiungendo il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo. Questo contributo viene preso in considerazione diminuendo l'inclinazione del puntone (non più fisso a 90°), secondo la teoria del traliccio, cioè **aumentando Cotg0**, attraverso l'eguaglianza posta tra le due equazioni V_rsd e V_rcd.

$$\text{Cotgeq0} = [[(s \cdot b \cdot 0,5 \cdot f_{cd}) / (A_{sw} \cdot f_{yd})] - 1]^{1/2}$$

Se $\text{Cotg0} > 2,5$ prenderò il valore 2,5

Se $1 < \text{Cotg0} < 2,5$, prenderò il valore calcolato

Se $\text{Cotg0} < 1$, prenderò il valore 1

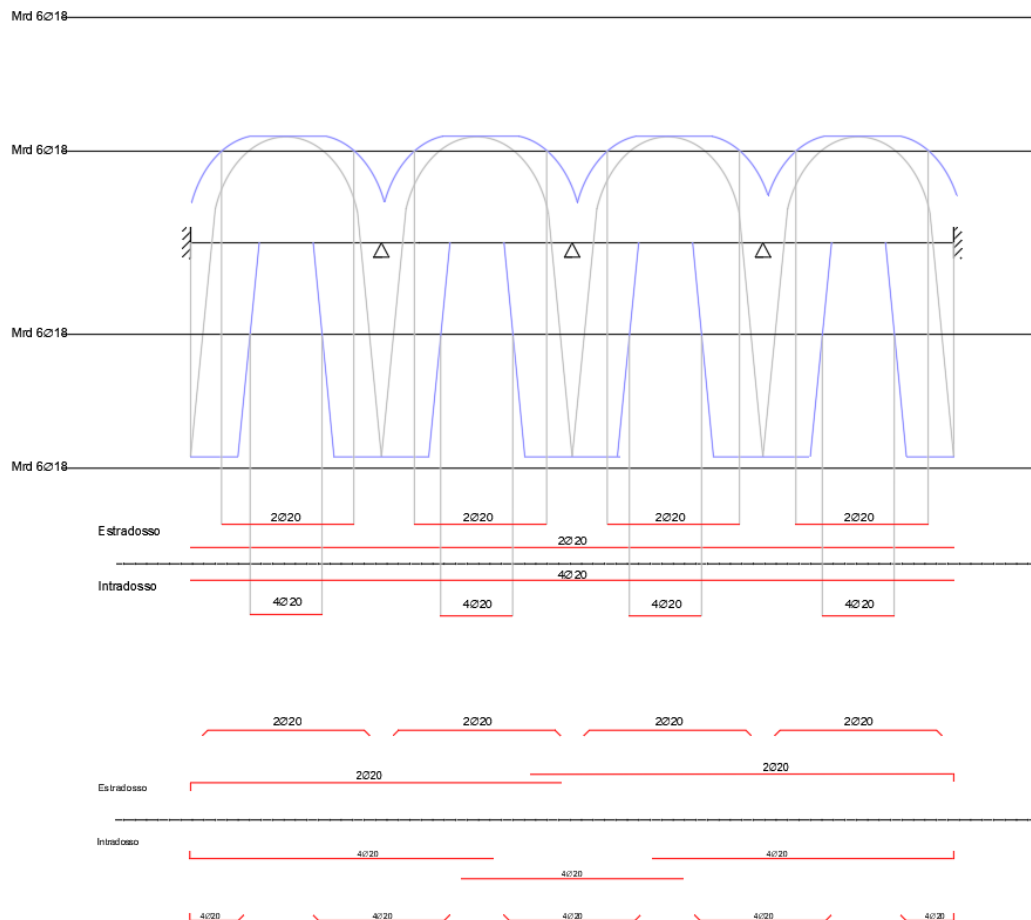
	Staffe	Asw [mm ²]	s[mm]	Cotgeq0	Cotg0 >2,5	Cotg0	z[mm]
V 1	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197
V 2_{sx}	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197
V 2_{dx}	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197
V 3_{sx}	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197
V 3_{dx}	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197
V 4_{sx}	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197
V 4_{dx}	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197
V 5	Φ10 2 braccia	157,00	100	2,2	NO	2,2	1197

Si applicano così le formule sopra esposte per verificare le resistenze a taglio della trave di fondazione.

	V _{rsd} [kN]	V _{rcd} [kN]	V _{rd}	V _{sd}	V _{rd} >V _{sd}
V 1	1616	1616	1616	1346	OK
V 2_{sx}	1616	1616	1616	1346	OK
V 2_{sx}	1616	1616	1616	1346	OK
V 3_{sx}	1616	1616	1616	1346	OK
V 3_{sx}	1616	1616	1616	1346	OK
V 4_{sx}	1616	1616	1616	1346	OK
V 4_{sx}	1616	1616	1616	1346	OK
V 5	1616	1616	1616	1346	OK

Risultano essere così verificate le verifiche agli SLU per il taglio riguardanti la trave fondazione.

Diagramma di posizionamento delle armature



TRAVI DI COLLEGAMENTO

È necessario contenere gli spostamenti relativi tra gli elementi di fondazione, ad esempio unendoli tramite travi di collegamento in grado di assorbire gli sforzi assiali indotti da tali spostamenti. Tale azione assiale può essere stimata come: **10% N_k** con **N_k** come l'azione assiale trasmessa dal pilastro in fondazione.

L'armatura longitudinale minima da garantire sarà pari a:

$$A_{min} = 10\% N_k / f_{yd} = 385,4 \text{ mm}^2$$

Considerando come per i pilastri un'armatura minima di almeno **4Ø14** avrò:

$$A_s^* = 4 \cdot (\pi \cdot \Phi^2 / 4) = 615,44 > A_{min}$$

La verifica risulta soddisfatta, per cui si ipotizza una sezione di calcestruzzo di 300x400 mm e si procede con il pre-dimensionamento delle staffe:

Facendo riferimento alla norma NTC 2019 si sa che la spaziatura minima tra le armature trasversali deve essere pari a $s < 12 \Phi_{min}$ e che il diametro minimo dell'armatura trasversale deve essere pari a $\Phi_s > \Phi_{max}/4$.

Quindi:

$$s < 168 \text{ mm}$$

$$\Phi_s > 3,5 \text{ mm}$$

Verranno dunque sfruttate delle staffe **Ø8** con spaziatura **$s=150 \text{ mm}$** .

La verifica delle travi di collegamento risulta soddisfatta.

Conclusioni:

Le verifiche agli SLU per la trave rovescia di fondazione risultano essere soddisfatte.
Vedere tavola **N° 07**.