

Progettazione strutturale

IMMUTABILI VARIAZIONI

Progetto per il nuovo Polo Sportivo di Siracusa

Stefania **Celentano**

Daniela **Loliva**



Politecnico di Milano

Scuola di Architettura, Urbanistica e Ingegneria delle Costruzioni

Corso di Laurea Magistrale in Architettura delle Costruzioni

Anno Accademico 2022-2023

IMMUTABILI VARIAZIONI

Progetto per il nuovo Polo Sportivo di Siracusa

Relatore:

Prof. Tomaso Monestiroli

Correlatori:

Prof.ssa Paola Gallo Stampino

Prof. Vassilis Mpampatsikos

Prof. Paolo Oliaro

Prof. Fulvio Re Cecconi

Candidati:

Stefania Celentano, 994075

Daniela Loliva, 993811

9 Aprile 2024

Indice

Abstract	X
01 IL PROGETTO STRUTTURALE	
1.1 Descrizione del progetto	X
1.2 Scelta dei materiali	X
1.3 Caratteristiche meccaniche	X
1.4 Riferimenti normativi	X
02 LA STRUTTURA DELL'AULA	
2.1 Tipologia strutturale	X
2.2 Analisi dei carichi	X
2.3 Predimensionamento di travi e pilastri	X
2.4 Modellazione MIDAS GEN	X
2.5 Dettagli strutturali	X
03 LA STRUTTURA DEL BASAMENTO Il palazzetto dello sport	
3.1 Tipologia strutturale	X
3.2 Analisi dei carichi	X
3.3 Predimensionamento di travi e pilastri	X
3.4 Modellazione MIDAS GEN	X
04 LA STRUTTURA DEL BASAMENTO La piscina per apnea	
4.1 Tipologia strutturale	X
4.2 Analisi dei carichi	X
4.3 Predimensionamento di travi e pilastri	X
4.4 Modellazione MIDAS GEN	X
Appendice	X
Bibliografia	X

Abstract

Il progetto di tesi si pone l'obiettivo di realizzare un nuovo Polo Sportivo nell'area costiera Targia, nella città di Siracusa. In questo contesto, attualmente occupato dal polo petrolchimico siracusano e destinato ad ospitare un campus universitario, si delinea la necessità di concepire la progettazione dello spazio su più ampia scala, al fine di garantire che l'intervento non si limiti semplicemente a risolvere un problema funzionale, ma diventi piuttosto un processo di rigenerazione e recupero. Il progetto si inserisce all'interno di un masterplan più ampio, il cui elemento generatore risulta essere un grande parco urbano, che collega la città al mare. Lo schema insediativo, apparentemente rigido e regolare, subisce delle variazioni in corrispondenza degli elementi caratterizzanti l'area, tra cui la Rada di Santa Panagia, mantenuta come memoria storica del luogo. È in corrispondenza di questa che si sviluppa il progetto del Polo Sportivo costituito dal Palazzetto dello Sport, dalla Piscina per Apnea e da una Torre Panoramica, che grazie alla sua forma

riesce ad assorbire le diverse inclinazioni e a definire ulteriormente lo spazio. Il carattere collettivo dei due edifici sportivi si identifica in due strutture ad aula, uguali nella forma ma che assumono inclinazioni diverse e che si collocano al di sopra di un basamento, elemento di mediazione tra paesaggio, suolo ed edificio. Il basamento diviene anche una grande piazza pavimentata, che si affaccia sul mare e che consente il collegamento non solo con il grande parco urbano, ma anche con il sistema residenziale adiacente. Al fine di attuare una progettazione integrata, la tesi sviluppa vari aspetti, tra cui quelli architettonici, strutturali, tecnologici, impiantistici ed ambientali, la cui integrazione mira a rispondere a un complesso panorama di esigenze, requisiti e prestazioni per raggiungere una progettazione attenta e consapevole. "Immutabili variazioni" è un concetto che, seppur apparentemente contraddittorio, riesce a raccontare la chiave del progetto: da una parte suggerisce l'idea di inalterabilità e permanenza, dall'altra racconta le possibilità di cambiamenti.

The thesis project aims to realise a new Sports Centre in the coastal area of Targia, in the city of Syracuse. In this context, currently occupied by the petrochemical complex of Syracuse and set to host a university campus, it is necessary to conceive design on a larger scale. The goal is to guarantee that the project will not only solve a functional problem, but it will rather start a process of urban regeneration. The project falls within a larger masterplan, in which the generative element is a wide linear park that connects the city to the sea. The settlement model, apparently rigid and regular, undergoes variations in correspondence with the elements that characterise the area, including the Santa Panagia Cove, preserved as a historical memory of the place. In this location the new Sports Centre will develop: it consists of a Sports Arena, a Freediving Pool and a Panoramic Tower, whose form ranges to absorb the different inclinations and further defines the space. The collective character of the two sports buildings is embodied in two hall structures, identical in form

but with two different inclinations. These structures are placed above a podium, a mediating element between landscape, ground and building. The podium is also a large paved square, overlooking the sea and facilitating connections not only with the linear park but also with the residential system. In order to improve an integrated design, the thesis develops multiple aspects including architectural, structural, technological, plant engineering and environmental considerations. The integration of these aspects aims to respond to a complex landscape of needs, requirements and performances, to achieve a careful and conscious design. "Immutabili variazioni" represents a concept that - although apparently contradictory - is able to convey the essence of the project. On one hand it evokes the idea of permanence and inalterability, while on the other hand, it describes the possibilities of change.

01

IL PROGETTO STRUTTURALE

1.1 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

La tesi sviluppa il progetto di un impianto sportivo che si colloca nell'area costiera **Targia a Siracusa**, attualmente occupata dal polo petrolchimico siracusano e destinata ad ospitare un campus universitario. In questo contesto, si evidenzia l'importanza di concepire la progettazione dello spazio a una scala più ampia, al fine di garantire che l'intervento non si limiti semplicemente a risolvere un problema funzionale, ma diventi piuttosto un processo di rigenerazione e recupero.

La dimensione dell'area e la sua natura morfologica hanno permesso di definire un **grande parco urbano**, elemento generatore del progetto e luogo della collettività. Al suo interno, sono le architetture dei singoli edifici e le interconnessioni tra di essi a definire la configurazione dei luoghi.

Il masterplan, basato su un impianto regolare e ripetibile, presenta degli elementi

di spicco, in corrispondenza dei quali subisce delle variazioni, tra cui la Rada di Santa Panagia. È proprio in corrispondenza di questo "asse del mare" che si sviluppa il progetto del **Polo Sportivo**.

Il processo compositivo nasce dalla definizione di **due edifici ad aula**, uguali nella forma ma diversi nel loro orientamento, caratterizzati da uno spazio indiviso e continuo che governa l'intera composizione. I due volumi, che ospitano un **Palazzetto dello Sport** e una **Piscina per Apnea**, sono posti al di sopra di un **basamento**, che accoglie gli ambienti accessori e che al livello superiore si configura come una grande piazza pavimentata. A completare la composizione, è posta una **torre di pianta circolare** che grazie alla sua forma e alla sua collocazione riesce ad assorbire le diverse inclinazioni e a definire la misura dello spazio che si crea tra i due edifici.

La progettazione si è concentrata su vari aspetti, tra cui quelli architettonici, strutturali, tecnologici, impiantistici ed ambientali, con l'obiettivo di coordinare e integrare organicamente le diverse discipline coinvolte nella pratica edilizia.

Per quanto riguarda la **progettazione strutturale**, sono stati affrontati temi riguardanti la scelta dei materiali, l'analisi dei carichi sulle strutture e le sollecitazioni alle quali queste sono sottoposte, fino a raggiungere una definizione generale degli **elementi strutturali**, quali travi, pilastri e setti.

Il progetto può essere geometricamente semplificato e distinto in:

- un **unico basamento** che ospita le funzioni accessorie;
- **due strutture ad aula** realizzate in acciaio, poste al di sopra del basamento.

Entrambi gli edifici sportivi contano, dunque, un piano fuori terra, di altezza pari a 8,50 metri e un

piano interrato, corrispondente al basamento, di altezza pari a 5,00 metri.

In questo elaborato sono riportati i **calcoli**, le **scelte** e i **ragionamenti** che hanno guidato il processo progettuale, al fine di restituire un quadro quanto più completo del progetto strutturale dei nuovi edifici. Sono stati, poi, confrontati i calcoli effettuati in modo analitico, con i risultati ottenuti mediante la modellazione strutturale effettuata tramite il software *MIDAS GEN*.

1.2 LA SCELTA DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza: **C32/40**

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$F_{ck} = 32,00 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica cubica a compressione

$$R_{ck} = 40,00 \text{ MPa}$$

Classe di esposizione

XS1 (Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua del mare)

Contenuto minimo cemento

$$320,00 \text{ kg/m}^3$$

Rapporto massimo acqua/cemento

$$0,50$$

ACCIAIO

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Tensione caratteristica di snervamento

$$F_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura

$$F_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$$

Acciaio per strutture metalliche

Nome: **S275**

Tensione caratteristica di snervamento

$$\text{per } t < 40 \text{ mm: } F_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$\text{per } 40 < t < 80 \text{ mm: } F_{yk} = 255 \text{ MPa}$$

Tensione di progetto

$$\text{per } t < 40 \text{ mm: } F_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$\text{per } 40 \text{ mm} < t < 80 \text{ mm: } F_{tk} = 410 \text{ MPa}$$

Nome: **S355**

Tensione caratteristica di snervamento

$$\text{per } t < 40 \text{ mm: } F_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$\text{per } 40 < t < 80 \text{ mm: } F_{yk} = 335 \text{ MPa}$$

Tensione di progetto

$$\text{per } t < 40 \text{ mm: } F_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

$$\text{per } 40 \text{ mm} < t < 80 \text{ mm: } F_{tk} = 470 \text{ MPa}$$

1.3 LE CARATTERISTICHE MECCANICHE

Le azioni¹ che gravano sulla struttura vengono classificate in relazione alla durata della loro efficacia e alla variazione nell'arco di tempo e nell'intera vita nominale del progetto.

|G| Carichi permanenti

Si tratta di azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- **G1:** peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurano costanti nel tempo);
- **G2:** peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

|Q| Carichi variabili

Si tratta di azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi tra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

|E| Azioni sismiche

Si tratta di azioni derivanti dai terremoti.

1.
D.M. 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*, cap. 3

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- q_k : carichi verticali uniformemente distribuiti;
- Q_k : carichi verticali concentrati;
- H_k : carichi orizzontali lineari.

Fig. 1

Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni, da NTC2018, Cap. 3.1.4, Tab. 3.1.II

Carichi da neve

La pressione provocata dalla neve sulle strutture verrà valutata mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t$$

dove:

- q_s : carico della neve;
- μ_i : coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} : valore di riferimento del carico delle neve al suolo;
- C_e : coefficiente di esposizione;
- C_t : coefficiente termico.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Inoltre, il carico delle neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima ed esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In base alla mappa riportata, si deduce che Siracusa rientra nella **zona III**, quindi:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

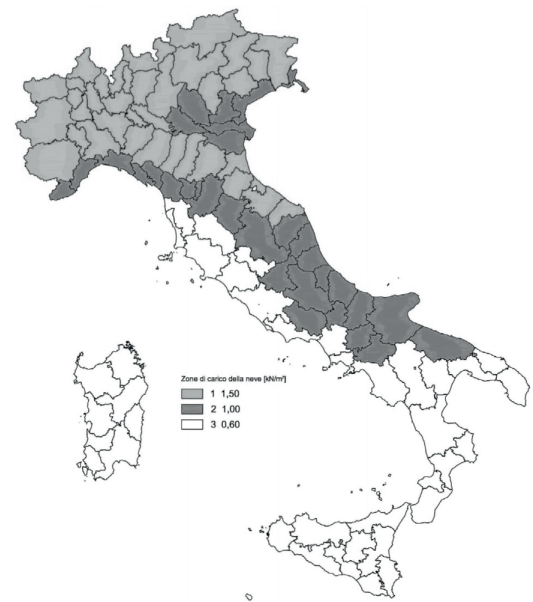


Fig. 2

Mappa delle zone di carico da neve al suolo in cui è suddiviso il territorio italiano, da NTC2018, Cap.3.4.1., Fig. 3.4.1.



Fig. 3

Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di **categoria di esposizione II**, riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

Tab. 3.3.1 - Valori dei parametri v_b , a_g , k_s

Zona	Descrizione	v_b [m/s]	a_g [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Fig. 4

Dalla tabella e dalla mappa riportate, si deduce che a Siracusa si registra:

$$v_b = 28 \text{ m/s}$$

$$k_s = 0,36$$

Fig. 3

Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano, da NTC2018, Cap.3.3., Fig. 3.3.1.

Fig. 4

Valori dei parametri v_b , a_g , k_s da NTC2018, Cap.3.3., Tab. 3.3.1

Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente. Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_{R1} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_c^* : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nello specifico, la città di Siracusa rientra nella **zona sismica di tipo 1**, ovvero zona con pericolosità sismica molto alta, in cui possono verificarsi fortissimi terremoti. Per questa categoria, si deve considerare:

$$a_g = 0,35 \text{ g}$$

Per tale motivo, ai fini dei calcoli, sia eseguiti in modo analitico sia mediante il modello strutturale effettuato tramite il software *MIDAS GEN*, si è tenuto conto esclusivamente delle sollecitazioni dettate dall'azione sismica dal momento che risultavano essere più gravose rispetto alle sollecitazioni dovute all'azione del vento.

Contemporaneità delle azioni

Nella definizione delle combinazioni delle azioni, si deve tenere conto della loro contemporaneità. Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- **valore quasi permanente** $\Psi_{2j} * Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento;
- **valore frequente** $\Psi_{1j} * Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento;
- **valore di combinazione** $\Psi_{0j} * Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Fig. 5

Valori dei coefficienti di combinazione, da NTC2018, cap.2.5, tab. 2.5.I

Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si è tenuto conto delle due seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{QK1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{K2} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} * Q_{K2} + \dots$$

La *tab. 2.6.I* riporta i valori dei coefficienti parziali γ_F da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

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

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

Fig. 6

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, da NTC2018, cap. 2.6., tab. 2.6.I

02

LA STRUTTURA DELL'AULA

2.1 TIPOLOGIA STRUTTURALE

A partire dalle scelte compositive, è emersa la necessità di definire la conformazione tipologica, i materiali messi in opera e le scelte tecnologiche, elementi che concorrono a definire le sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura. Pertanto, è stato necessario procedere con il dimensionamento di travi e pilastri mediante un iniziale approccio analitico ed una successiva verifica tramite il software *MIDAS GEN*, che ha permesso di raggiungere una maggiore accuratezza dei risultati.

Nello specifico, la struttura in questione è un blocco ad aula in acciaio, che presenta una copertura a cassettoni realizzata con travi dal profilo custom e sorrette da pilastri cruciformi. La struttura presenta, inoltre, un portico esterno realizzato anch'esso con elementi in acciaio.

In essa, dunque, si possono distinguere:

- **travi custom (2200 mm x 600 mm);**
- **pilastri cruciformi** realizzati con **profili HEA900;**
- **travi** realizzate con **profilo HEA260;**
- **pilastri circolari cavi** Ø508mm, **sp.12,5 mm.**

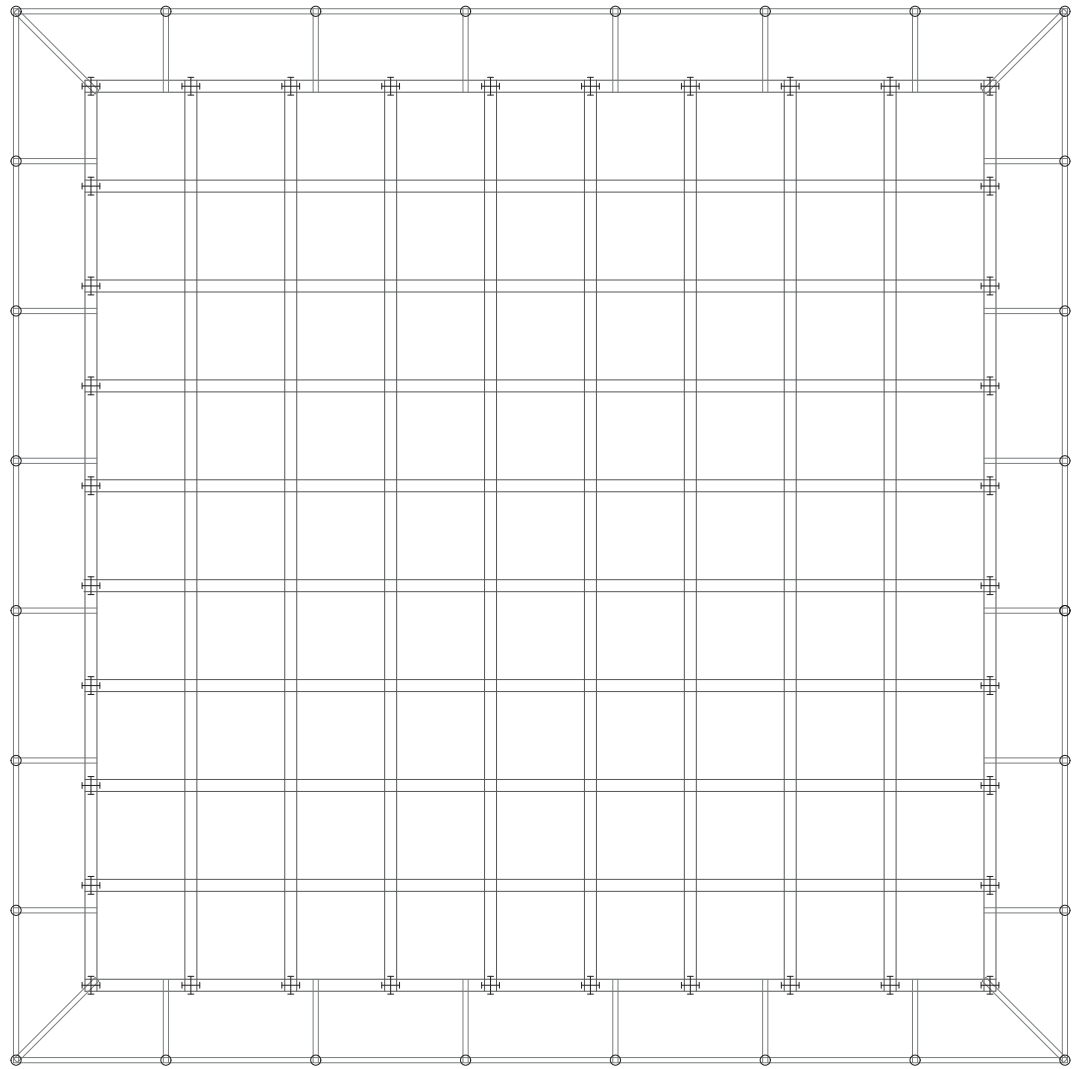


Fig. 7
Pianta strutturale dell'aula

2.2 ANALISI DEI CARICHI

Vengono proposti di seguito i prospetti contenenti le stratigrafie dei diversi solai e i carichi cui è sottoposta la struttura che sono stati utilizzati per i calcoli dimensionali.

S1_ Solaio di copertura | Aula (sp.18 cm)

Il solaio di copertura dell'aula è un solaio bidirezionale realizzato con una soletta piena di spessore 18 cm.

G1 | Peso proprio = 4,70 kN/m²

Soletta piena in c.a. (sp.18 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 2,65 kN/m²

Lamiera in alluminio	0,03 kN/m ²
Tavolato in legno (sp.2 cm)	0,12 kN/m ²
Controlistello in legno (sp.4 cm)	0,30 kN/m ²
Tavolato in legno (sp.2 cm)	0,12 kN/m ²
Barriera all'acqua	0,03 kN/m ²
Strato coibente: pendenza 2% (sp.30 cm)	0,42 kN/m ²
Barriera al vapore	0,03 kN/m ²
Controsoffitto compresa la sottostruttura metallica	1,60 kN/m ²

Q | Neve = 0,60 kN/m²

Q | Copertura accessibile per sola manutenzione = 0,50 kN/m²

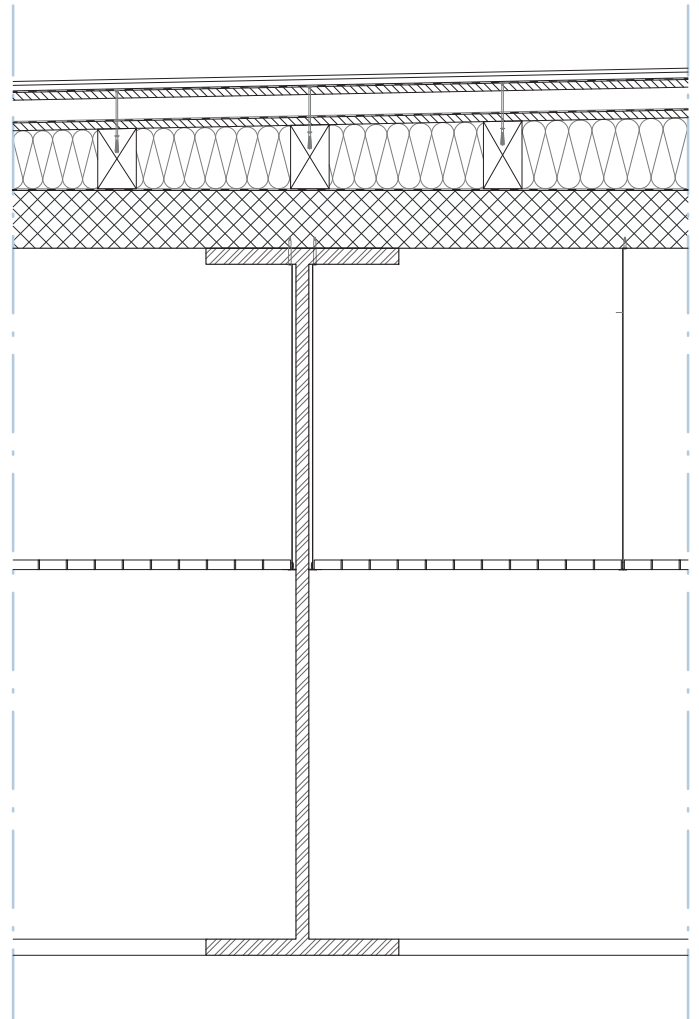


Fig. 8
*Pacchetto stratigrafico del
solaio di copertura dell'aula*

S2_ Solaio di copertura | Portico (sp.18 cm)

Il solaio di copertura del portico esterno è realizzato con una soletta piena di spessore 18 cm.

G1 | Peso proprio = 4,70 kN/m²

Soletta piena in c.a. (sp.18 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 1,47 kN/m²

Lamiera in alluminio	0,03 kN/m ²
Tavolato in legno (sp.2 cm)	0,12 kN/m ²
Controlistello in legno (sp.4 cm)	0,30 kN/m ²
Tavolato in legno (sp.2 cm)	0,12 kN/m ²
Barriera all'acqua	0,03 kN/m ²
Strato coibente: pendenza 2% (sp.30 cm)	0,42 kN/m ²
Strato coibente (sp.22,5 cm)	0,30 kN/m ²
Controsoffitto compresa la sottostruttura metallica	0,15 kN/m ²

Q | Neve = 0,60 kN/m²

Q | Copertura accessibile per sola manutenzione = 0,50 kN/m²

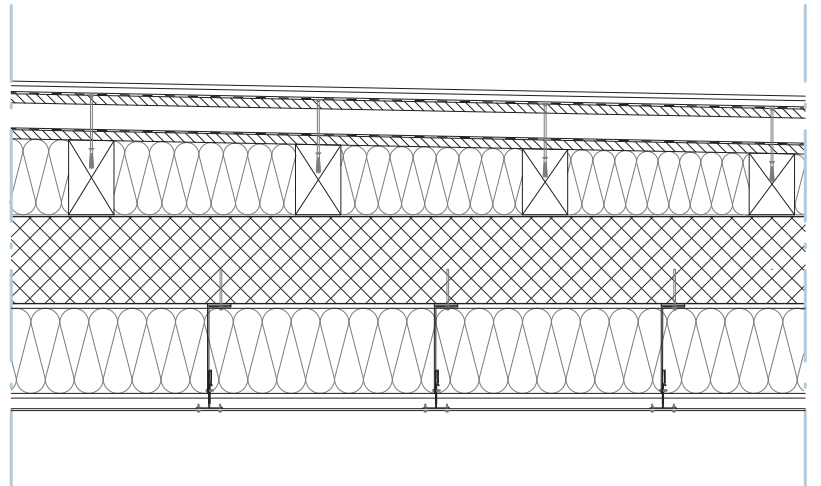
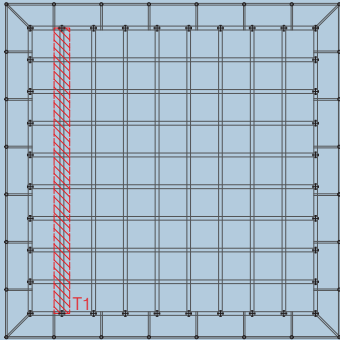


Fig. 9
*Pacchetto stratigrafico del
solaio di copertura del por-
tico*

2.3 PREDIMENSIONAMENTO DI TRAVI E PILASTRI

Dimensionamento trave (T1)



Lo schema della trave dell'aula è assimilabile a una trave su due appoggi che supporta un carico uniformemente distribuito.

Dati e riepilogo carichi

Materiale	S275
Lunghezza della trave	45,00 m
Lunghezza d'influenza	5,00 m
Coefficiente momento	16
G1	4,70 kN/m ²
G2	2,65 kN/m ² + 2% (facciata continua)
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{manutenzione}	0,50 kN/m ²
SLU _{max}	56,00 kN/m
M _{max} SLU	7087,50 kN*m

Caratteristiche geometriche minime

$$W_{\min} > \frac{M_{\max}}{f_{yd}} \quad 27061,90 \text{ cm}^3$$

$$I_y > \frac{300 * 5 * q * L^4}{384 * E} \quad 9492187,50 \text{ cm}^4$$

Si sceglie una trave custom	
H	2200 mm
B	600 mm
t_w	40 mm
t_f	50 mm
G	1130,40 kg/m
A	1440 cm ²
I_y	1002200,00 cm ⁴
W_y	81109,09 cm ³

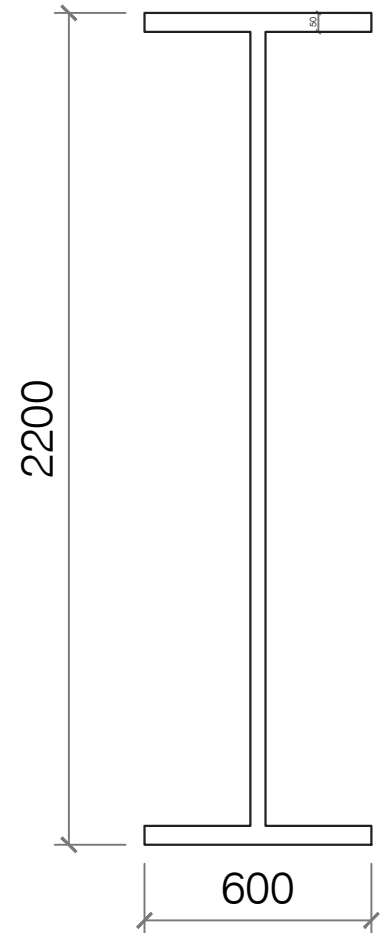


Fig. 10
Dettaglio della trave

Verifiche

Per classe 1:

S275: $\varepsilon = 0,92$

$c/t < 72\varepsilon$

$210/4 = 52,5 < 72\varepsilon = 66,24$

Verifica soddisfatta

		Parti interne compresse				
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{34\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 134\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,87 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}/ε	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

* $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\varepsilon_y > f_{yk}/E$

Fig. 11
Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse da NTC2018, cap. 4.2, tab. 4.2.III

$$c/t < 9\epsilon$$

$$28/5 = 5,60 < 9\epsilon = 8,28$$

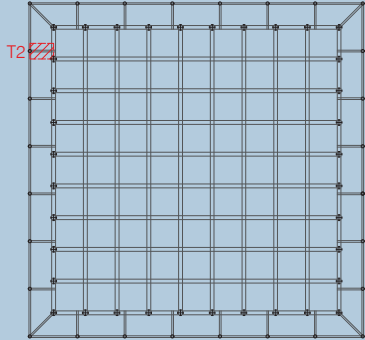
Verifica soddisfatta

Piattabande esterne						
Profili laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Fig. 12

Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse da NTC2018, cap. 4.2, tab. 4.2.IV

Dimensionamento trave portico (T2)



Lo schema della trave del portico è assimilabile a una trave su due appoggi che supporta un carico uniformemente distribuito.

Dati e riepilogo carichi

Materiale	S275
Lunghezza della trave	3,75 m
Lunghezza d'influenza	7,50 m
Coefficiente momento	8
G1	4,70 kN/m ²
G2	1,47 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{manutenzione}	0,50 kN/m ²
SLU _{max}	69,10 kN/m
M _{max} SLU	105,80 kN*m

Caratteristiche geometriche minime

$W_{min} > M_{max} / f_{yd}$	403,97 cm ³
$I_y > \frac{300 * 5 * q * L^4}{384 * E}$	5510,90 cm ⁴

Si sceglie una trave HEA260

H	250 mm
B	260 mm
t_w	7,50 mm
t_f	12,50 mm
G	68,20 kg/m
A	86,80 cm ²
I_y	10454,90 cm ⁴
W_y	836,40 cm ³

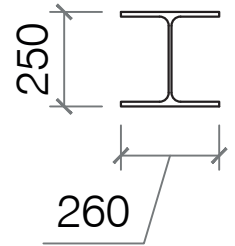
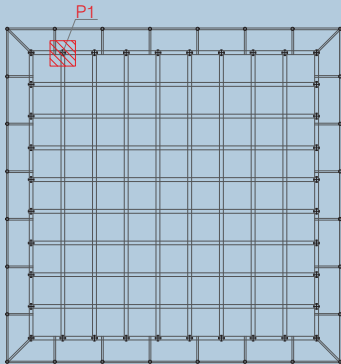


Fig. 13
Dettaglio della trave

Dimensionamento pilastro (P1)



I pilastri sono stati dimensionati a resistenza e stabilità considerando la combinazione di carico peggiore, ovvero l'azione sismica (SLV). Si considera la presenza contemporanea del sisma in entrambe le direzioni: 100% in una direzione e 30% nella direzione ortogonale.

Dati e riepilogo carichi

Materiale	S355
Area di influenza	2831,10 m ²
Altezza pilastro	5,80 m
G1	4,70 kN/m ²
Peso travi	10170,00 kN
G2	2,65 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{manutenzione}	0,50 kN/m ²

Azione sismica

G1+G2	7,35 kN/m ²
q _{TOT,COPERTURA}	30978,6 kN
n° pilastri	36
N _{Ed,min}	860,50 kN
g	0,35
F _{COP}	7283 kN
F _{PIL}	202,30 kN
M _y	1173,34 kN*m
M _x	352,06 kN*m

Si sceglie un pilastro cruciforme (HEA900)

H	890 mm
B	300 mm
t_w	16 mm
t_f	30 mm
G	251,60 kg/m
A	320,50 cm ²
I_z	13547,46 cm ⁴
I_y	422074,80 cm ⁴
A_{vz}	163,33 cm

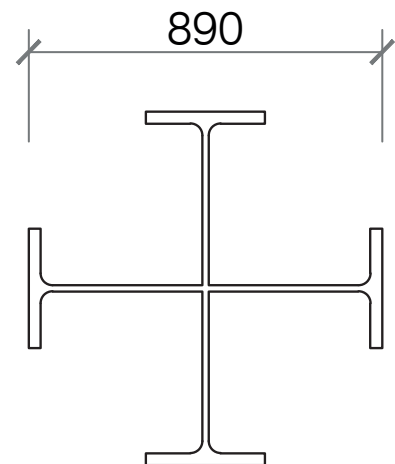


Fig. 14
Dettaglio del pilastro

Verifica di resistenza

$$W > M_x + M_y / f_{yd} = 4511,80 \text{ cm}^3$$

$$4511,80 < \frac{(I_z + I_y)}{h/2} = 9789,30 \text{ cm}^3$$

Verifica soddisfatta

Verifica di instabilità

Carico critico euleriano

$$N_{CR,EU} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(2 * L)^2} = 67098,05 \text{ kN}$$

Snellezza normalizzata

$$\lambda = \sqrt{\frac{(A * f_{yk})}{N_{CR,EU}}} = 0,58$$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,73$$

Curvatura

$$\chi = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y^2 + \lambda_y^2)}} = 0,85$$

Verifica di von Mises

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = 15,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M = \frac{M_y + M_z}{(I_z + I_y) * 2 / H} = 155,80 \text{ MPa}$$

$$t = \frac{A_{vz} + \text{peso pilastro}}{\text{Area pilastro}} = 0,46 \text{ MPa}$$

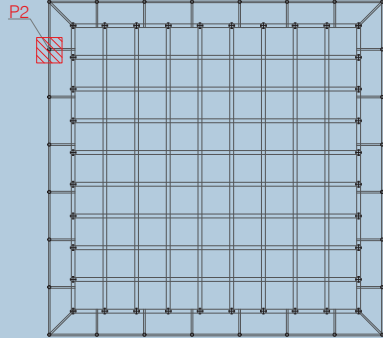
$$\sigma_{TOT} = \sigma_N + \sigma_M = 171,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ld} = \sqrt{\sigma^2 + 3t^2} = 171,60 \text{ MPa}$$

$$171,60 \text{ MPa} < F_{yd} / 1,05$$

Verifica soddisfatta

Dimensionamento pilastro portico (P2)



I pilastri sono stati dimensionati a resistenza e stabilità considerando la combinazione di carico peggiore, ovvero l'azione sismica (SLV).

Si considera la presenza contemporanea del sisma in entrambe le direzioni: 100% in una direzione e 30% nella direzione ortogonale.

Dati e riepilogo carichi

Materiale	S355
Area di influenza	30,80 m ²
Altezza pilastro	7,85 m
G1	4,70 kN/m ²
Peso travi	2,40 kN
G2	1,47 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{manutenzione}	0,50 kN/m ²
N _{Ed}	286,40 kN/m ²

Si sceglie un pilastro circolare cavo

Diametro	508 mm
Spessore	12,50 mm
G	152,75 kg/m
A	194,58 cm ²
i	17,52 cm
I	59755,40 cm ⁴
W	2352,57 cm ³

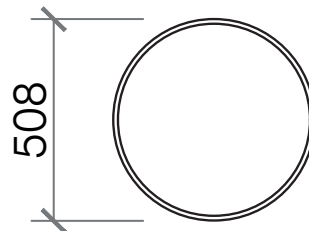


Fig. 15
Dettaglio del pilastro

Verifica di instabilità

Carico critico euleriano:

$$N_{CR,EU} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(2 * L)^2} = 5024546,77 \text{ kN}$$

Snellezza normalizzata:

$$\lambda = \sqrt{\frac{(A * f_{yk})}{N_{CR,EU}}} = 1,17$$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,86$$

Curvatura:

$$\chi = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y^2 + \lambda_y^2)}} = 0,43$$

Verifica di resistenza:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}} > N_{Ed,SLU}$$

Verifica soddisfatta

2.4 MODELLAZIONE MIDAS GEN

A seguito di un predimensionamento analitico, eseguito per capire l'ordine di grandezza degli elementi, ci si è avvalsi dell'uso del software *MIDAS GEN* per verificare tali elementi e andare a ottimizzarne le varie sezioni.

Dopo aver modellato l'intera struttura tridimensionalmente, si sono applicati ad ogni tipologia di elemento la relativa sezione e il materiale. Come materiale da costruzione è stato scelto l'acciaio **S355** per i pilastri cruciformi e per i pilastri circolari cavi e l'acciaio **S275** per le travi custom e le travi HEA260.

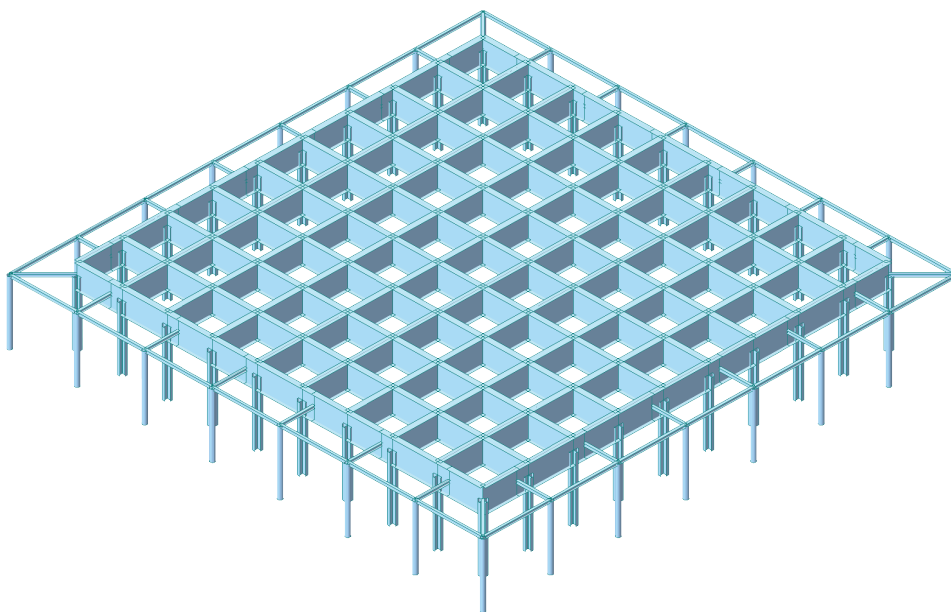


Fig. 16
Modello tridimensionale realizzato tramite il software MIDAS GEN


Section Data

DB/User Combined

Section ID: 1 I-Shape with 2T or Web

Name: Pilastro cruciforme

User DB AISC10(US)



Data1

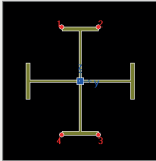
Sect. Name: [dropdown]

H': 0.89 m

B': 0.3 m

tw': 0.016 m

tf: 0.03 m



Data2

Sect. Name: [dropdown]

H: 0.437 m

B: 0.3 m

tw: 0.016 m

tf: 0.03 m

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center
 Change Offset ...


Section Data

DB/User

Section ID: 2 I-Section

Name: Trave custom

User DB AISC10(US)



Sect. Name: [dropdown]

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name: [dropdown]

H: 2.2 m

B1: 0.6 m

tw: 0.04 m

tf1: 0.05 m

B2: 0.6 m

tf2: 0.05 m

r1: 0 m

r2: 0 m

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center
 Change Offset ...

Fig. 17
 Estratto del software MIDAS
 GEN

Section Data

DB/User |

Section ID: 3 Pipe

Name: Pilastro portico User DB UNI

Sect. Name: CHS-HF 508X12.5 Built-Up Section


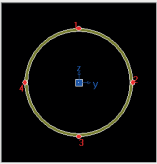
Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US) Sect. Name

D	0.508	m
tw	0.0125	m

Offset: Center-Center Consider Shear Deformation.

Change Offset ...

Section Data

DB/User |

Section ID: 4 I-Section

Name: Trave portico User DB UNI

Sect. Name: HEA260 Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US) Sect. Name

H	0.25	m
B1	0.26	m
tw	0.0075	m
tf1	0.0125	m
B2	0	m
tf2	0	m
r1	0.024	m
r2	0	m

Offset: Center-Center Consider Shear Deformation. Consider Warping Effect(7th DOF)

Change Offset ...


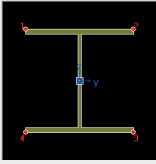



Fig. 18
Estratto del software MIDAS
GEN

Vincoli

I pilastri cruciformi sono stati svincolati alla rotazione all'estremo inferiore attraverso il comando *Beam end release* con l'opzione *pinned-fixed*. I pilastri circolari cavi del portico, invece, sono stati incastrati alla base ed è stato assegnato in testa un carrello, che consente la traslazione in una direzione, attraverso il comando *Beam end release* con l'opzione *fixed-pinned*. Le travi custom dell'aula sono state svincolate alla rotazione agli estremi. Infine, le travi del portico sono state incernierate alle travi custom dell'aula e incastrate in testa al pilastro del portico attraverso il comando *Beam end release*.

Carichi

Dopo aver definito i vincoli si è proceduto inserendo i carichi in accordo con quanto precedentemente mostrato. Sotto la voce *Load* e selezionando *Static Load Cases*, sono stati definiti i carichi elementari:

- **peso proprio strutturale** di tipo *Dead Load (D)*;
- **G1 carico permanente strutturale** di tipo *Dead Load (D)*;

- **G2 carico permanente non strutturale** di tipo *Dead Load (D)*;
- **Q carico variabile**, copertura accessibile per sola manutenzione di tipo *Live Load (L)*;
- **carico da neve** di tipo *Snow Load (S)*.

È stato, dunque, applicato un carico di tipo *Floor Load* alla copertura.

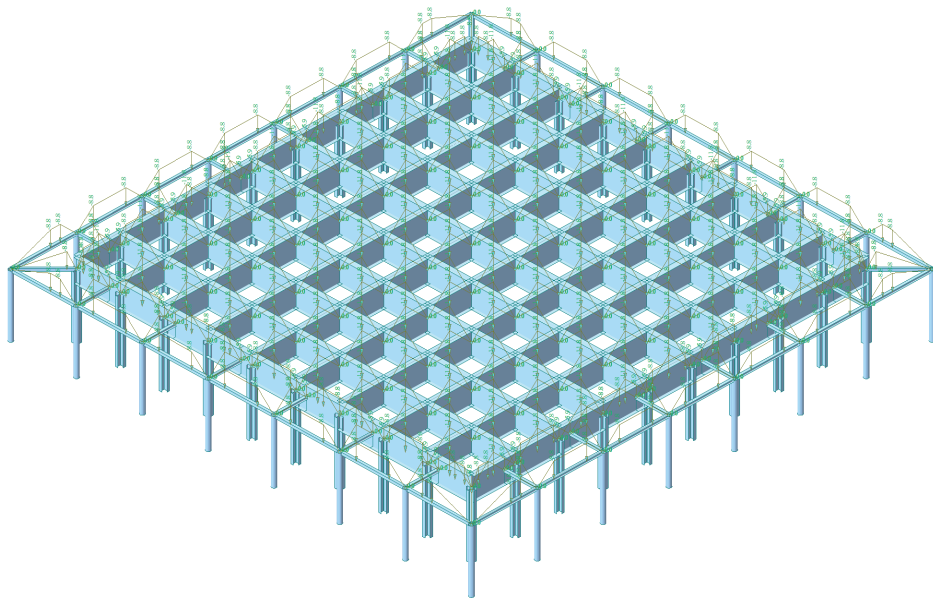


Fig. 19
Modello tridimensionale con carichi strutturali realizzato tramite il software MIDAS GEN

È stato associato il **peso proprio** della struttura utilizzando il comando *Load, Self Weight* impostando *Global Z* e indicando la direzione e l'intensità con cui agisce la gravità.

Per quanto riguarda la stima delle **azioni sismiche** sull'edificio è stato utilizzato lo **spettro di riferimento** in cui sono stati inseriti i seguenti fattori:

- terreno di tipo C;
- parametro T1;
- $a_g = 0,35$ g;
- fattore di amplificazione 2,5;
- fattore di struttura $q = 1,5$.

Il passaggio successivo ha riguardato l'assegnazione dei **carichi sismici** nelle due direzioni ortogonali con intensità rispettivamente del 100% e del 30%.

Combinazione dei carichi

Si è proceduto definendo le combinazioni di carico alle quali sono state applicate i fattori correttivi alle azioni secondo quanto prescritto dalle norme *NTC2018*.

Generate Design Spectrum

Design Spectrum : NTC2018

Spectrum Type : Horizontal Design Spectrum

Ground Type : C

Spectrum Parameters

T1 T2 T3
 T4 User Defined

Soil Factor (S)	Tb	Tc	Td
1.175	0.1562209	0.4686628	3

Maximum Horizontal Acc. (ag) : 0.35 g

Amplification Factor (Fo) : 2.5

Period of constant Hor.Acc. (Tc*) : 0.3

Behavior Factor (q) : 1.5

Max. Period : 4 (Sec)

OK Cancel

Factors for Variable Actions

Load Cases and Factors

No	Load Case	Ty	Psi	Psi	Psi
1	Q Carico variabile - cop. manute	L	0.0	0.0	0.0
2	Neve	S	0.0	0.0	0.0
3	Q Carico variabile - affollamento	L	0.7	0.7	0.6

OK Cancel

Fig. 20

Estratto del software MIDAS
GEN

Combinazione di carico SLU
 $1.3 * G1 + 1.5 * G2 + 1.5 * Q_{NEVE}$

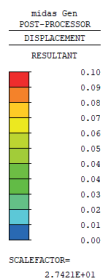


Diagramma del taglio

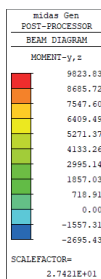
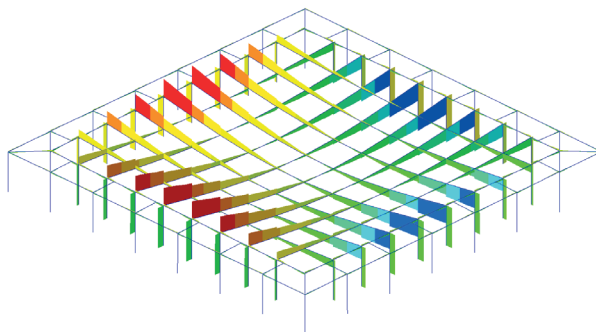
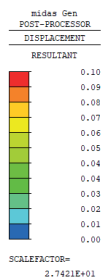
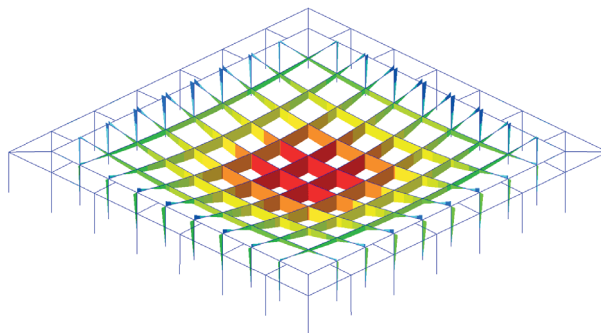


Diagramma del momento



Deformata

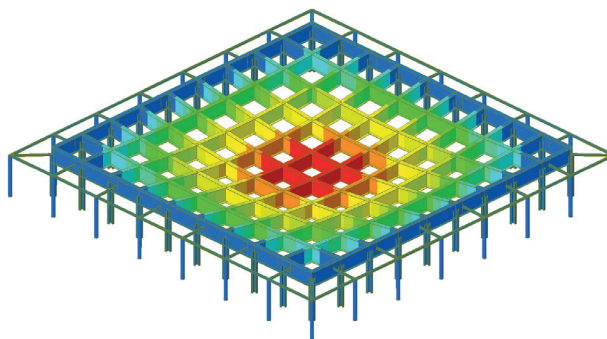


Fig. 21
 Diagrammi ottenuti tramite il software MIDAS GEN

Combinazione di carico SLE - sisma
 $1 * G1 + 1 * G2 + 1 * Q_{NEVE} + 100\%F_{x,sisma} + 30\% F_{y,sisma}$

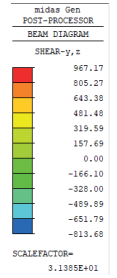
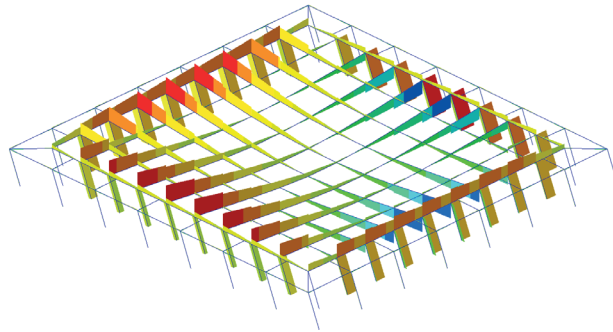


Diagramma del taglio

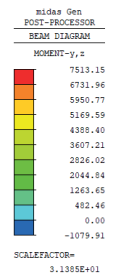
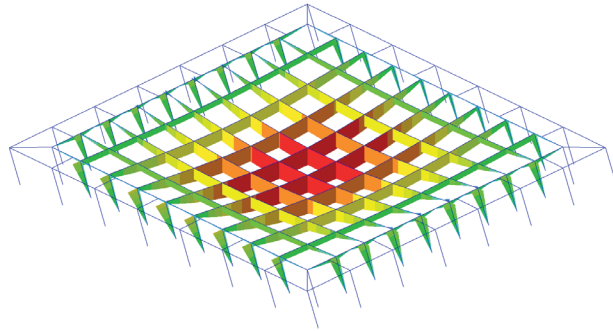
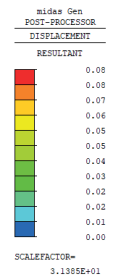
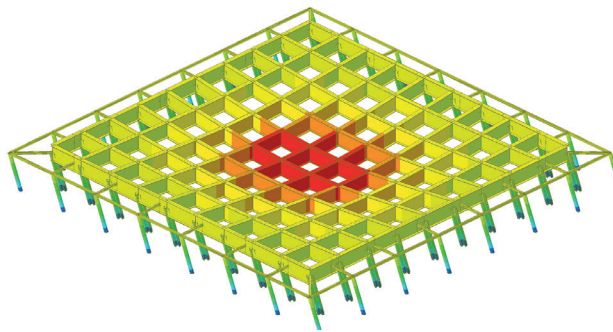


Diagramma del momento



Deformata

Fig. 22
 Diagrammi ottenuti tramite il software MIDAS GEN

Design check

Dopo aver modellato e analizzato la struttura tramite il software, si è proceduto ad effettuare lo *Steel Check Design* tramite il comando *Perform Batch Design*, impostando come *Design Code: l'Eurocode3:05*. Le sezioni di travi e pilastri sono risultate verificate. Il pilastro cruciforme, in quanto elemento combinato definito in maniera personalizzata, non viene preso in considerazione nel check finale. Si considera, tuttavia, verificato in quanto precedentemente dimensionato in modo analitico.

Si allegano in appendice i grafici ottenuti tramite il software per ciascun profilo.

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : EC3:05 Unit : kN , m

Sorted by Member Property

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section	
				Material	Fv
OK	489	7	<input type="checkbox"/>	Trave custom	
	0.383	0.087		S275	255000
OK	5318	8	<input type="checkbox"/>	Pil.ortico_CHS-HE 508X1	
	0.997	0.043		S355	355000
OK	5326	9	<input type="checkbox"/>	T.ortico_HEA260	
	0.808	0.141		S275	275000

Fig. 23
Estratto del software MIDAS
GEN

Steel deisgn

Infine, sono stati verificati i diversi profili tramite lo *Steel Design Result*.

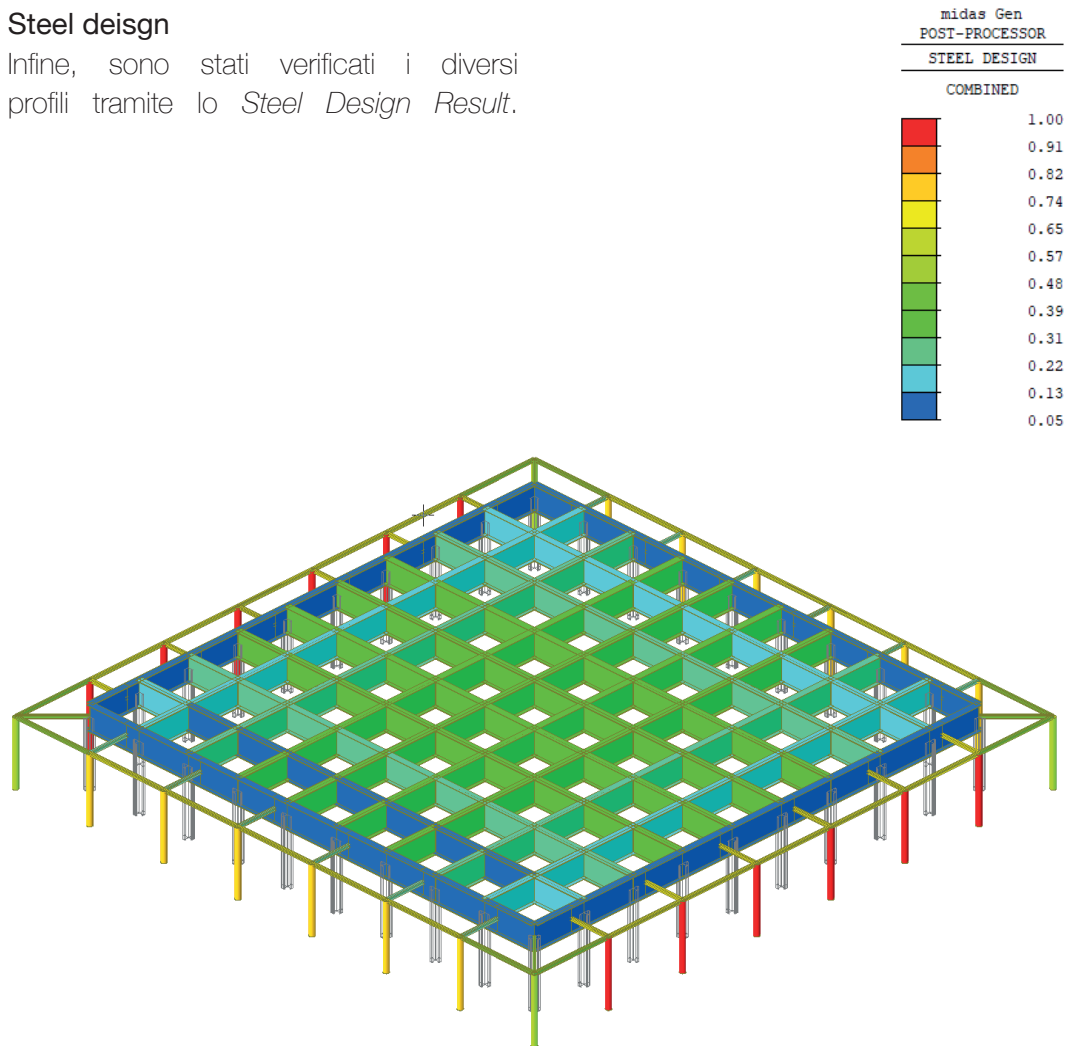


Fig. 24

Diagramma ottenuto tramite
il software MIDAS GEN

2.5 DETTAGLI STRUTTURALI

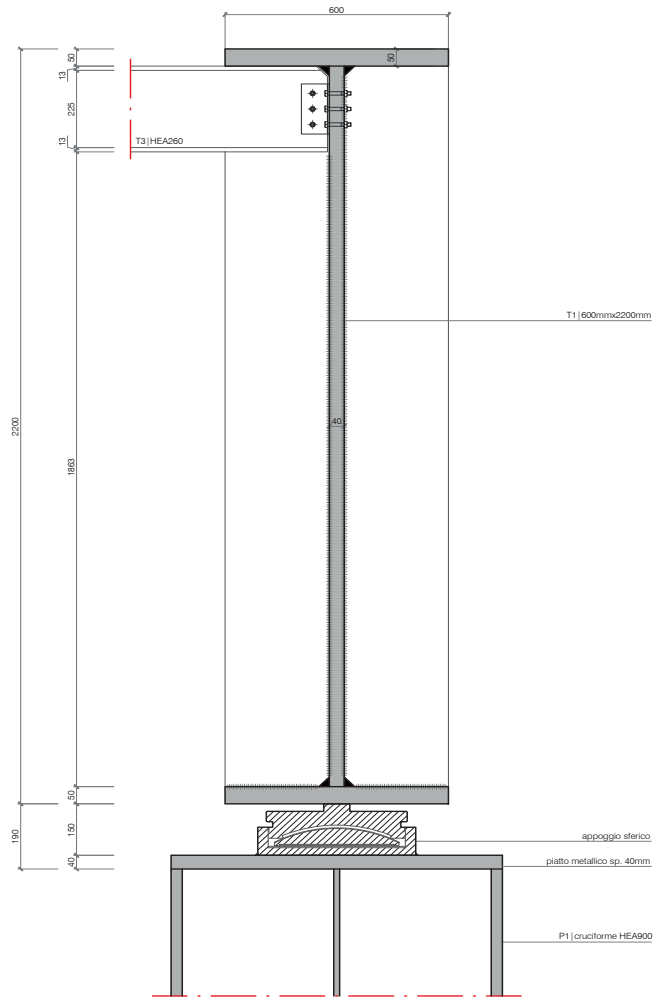


Fig. 25
*Sistema di appoggio trave
custom su pilastro crucifor-
me*

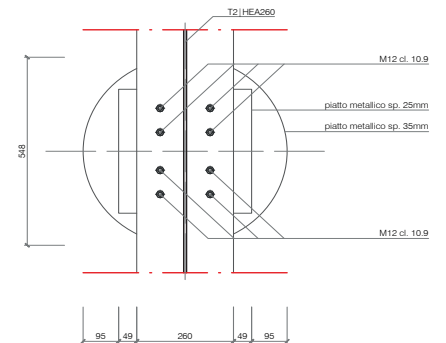
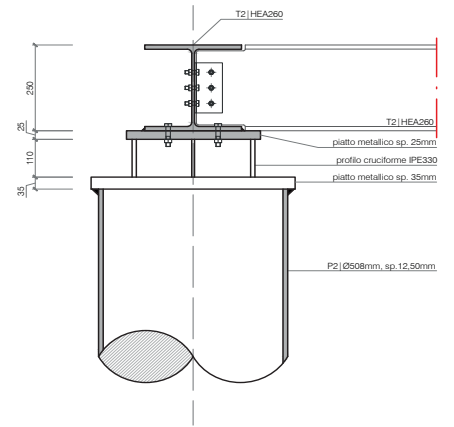


Fig. 26
*Sistema di appoggio trave
 HEA260 su pilastro circola-
 re cavo*

03

LA STRUTTURA DEL BASAMENTO

Il Palazzetto dello Sport

3.1 TIPOLOGIA STRUTTURALE

La struttura ad aula poggia su un grande **basamento** controterra. In questo caso, la scelta del materiale strutturale è ricaduta sul **cemento armato**, sia per ragioni architettoniche e compositive sia per necessità tecnologiche. Da qui si sono mosse le valutazioni sulle caratteristiche della struttura e sulle azioni a cui questa è sottoposta, che hanno permesso di definire le sezioni di travi e pilastri e procedere alle verifiche delle loro armature. Queste sono state possibili grazie all'uso dei modelli strutturali realizzati con il software *MIDAS GEN* che ha fornito rapidità ed accuratezza. Invece, il setto controterra è stato dimensionato e armato tramite un foglio di calcolo *Excel*².

Per quanto riguarda il palazzetto dello sport, si possono distinguere:

- **uno spazio centrale a doppia altezza**, definito da pilastri in c.a. che ospita il campo da gioco;

- **due corpi laterali** realizzati con travi e pilastri in c.a., che ospitano gli spogliatoi e gli spazi di servizio;
- **due corpi perpendicolari** ai precedenti, realizzati con la stessa tecnologia, che ospitano palestre e spazi di servizio.

Per garantire un miglior funzionamento della struttura, sono stati inseriti dei **giunti strutturali** (sp.10,00 cm) tramite raddoppio del pilastro o **appoggio Gerber**, in modo da suddividere la struttura in **quattro parti**, tali da consentire un movimento sufficiente delle parti oscillanti.

Sono state fatte, inoltre, delle considerazioni sul **comportamento sismico** dell'edificio. L'impianto quasi perfettamente quadrato e con forti simmetrie è da considerarsi ottimale rispetto alle azioni sismiche a cui può essere soggetta la struttura.

2.

Foglio di calcolo Excel "Pre-dimensionamento di massima", fornito dalla docenza

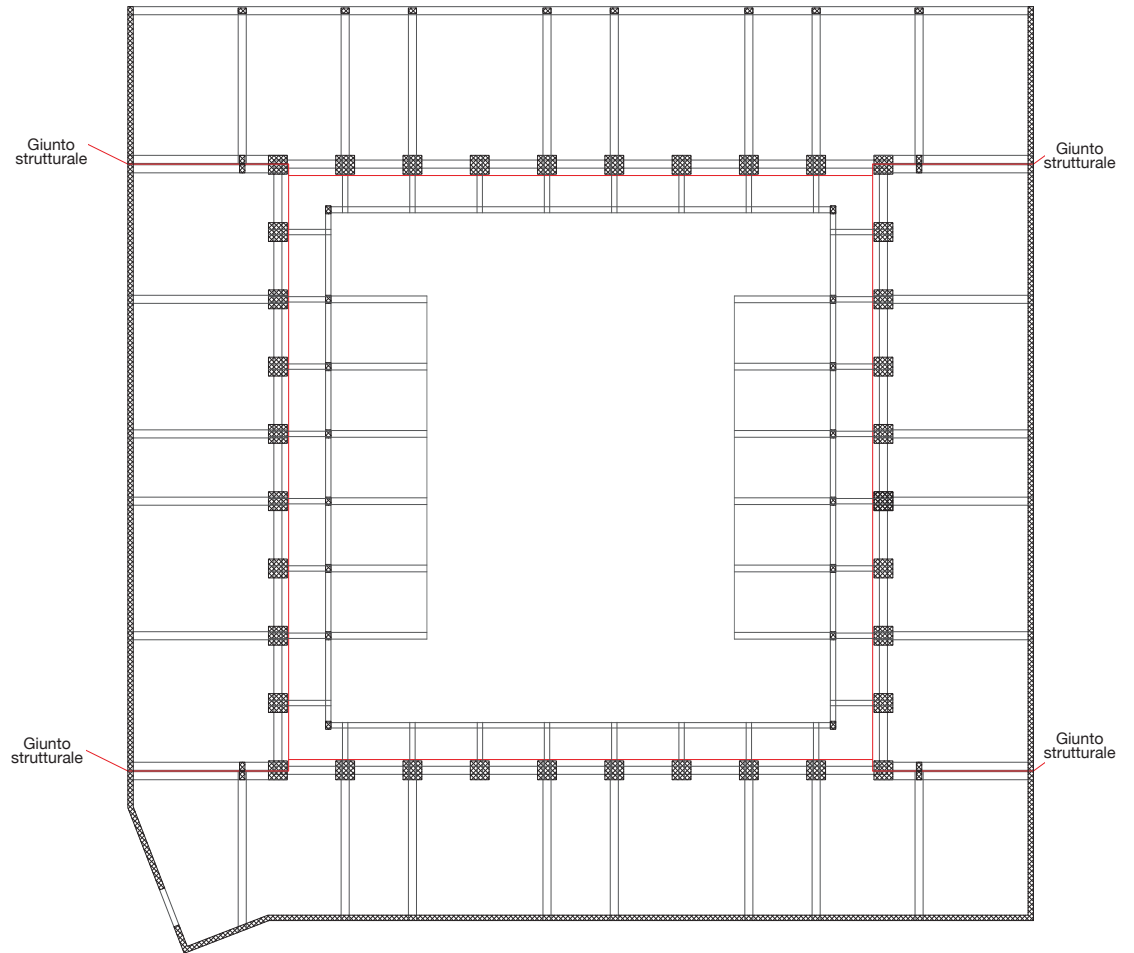


Fig. 27
Palazzetto dello sport
Pianta strutturale del basamento

3.2 ANALISI DEI CARICHI

Vengono proposti di seguito i prospetti contenenti le stratigrafie dei diversi solai e i carichi cui è sottoposta la struttura che sono stati utilizzati per i calcoli dimensionali.

S3_ Solaio di copertura (sp.45 cm)

Il solaio di copertura del basamento è realizzato con un solaio bidirezionale alleggerito tramite l'impiego di casseri *U-Boot*.

G1 | Peso proprio = 8,80 kN/m²

Solaio bidirezionale alleggerito (sp.45 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 2,95 kN/m²

Pavimento flottante in lastre di pietra (sp.5 cm)

Barriera impermeabilizzante

Massetto di pendenza (sp.8 cm)

Massetto per la ripartizione dei carichi (sp.4 cm)

Strato coibente (sp.10 cm)

Barriera al vapore

Controsoffitto compresa la sottostruttura metallica

1,36 kN/m²

0,03 kN/m²

0,32 kN/m²

0,92 kN/m²

0,14 kN/m²

0,03 kN/m²

0,15 kN/m²

Q | Neve = 0,60 kN/m²

Q | Copertura calpestabile = 4,00 kN/m²

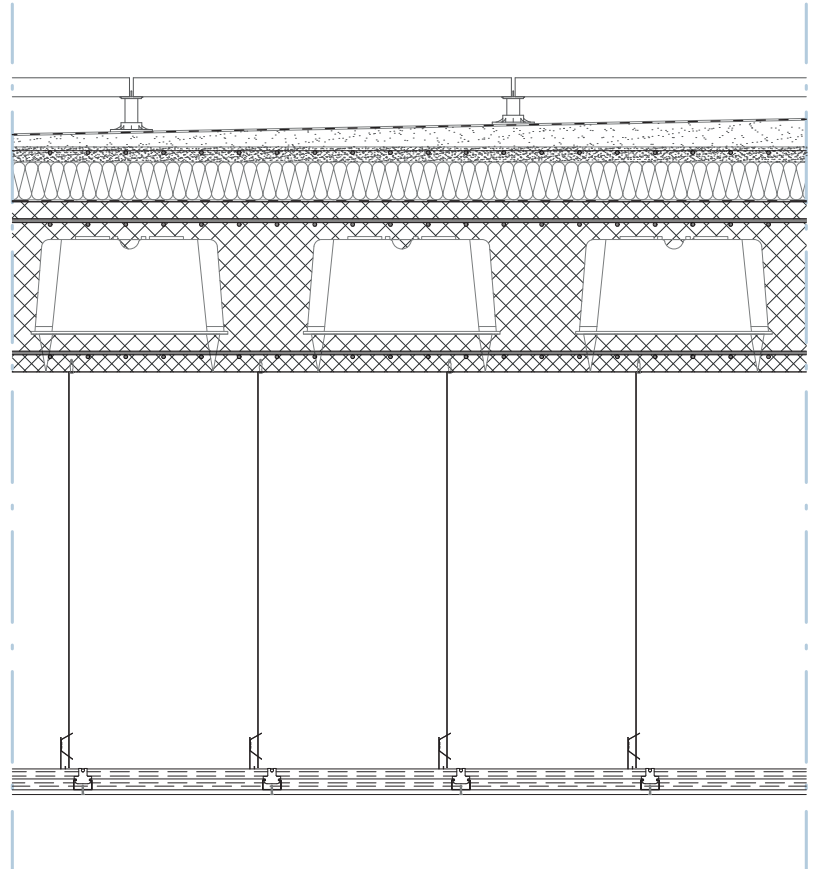


Fig. 28
*Pacchetto stratigrafico del
solaio di copertura del ba-
samento*

S4_ Solaio di interpiano (sp.15 cm)

Il solaio di interpiano è realizzato con una soletta piena di spessore 15 cm.

G1 | Peso proprio = 3,90 kN/m²

Soletta piena in c.a. (sp.15 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 2,45 kN/m²

Pavimento in grès (sp.0,9 cm)	0,20 kN/m ²
Massetto in calcestruzzo alleggerito (sp.7 cm)	0,28 kN/m ²
Sistema di riscaldamento a pannelli radianti	0,40 kN/m ²
Strato coibente (sp.3 cm)	0,028 kN/m ²
Strato fonoisolante	0,03 kN/m ²
Massetto per la ripartizione dei carichi (sp.4 cm)	0,92 kN/m ²
Massetto con integrazione impiantistica (sp.11 cm)	0,44 kN/m ²
Controsoffitto compresa la sottostruttura metallica	0,15 kN/m ²

Q | Ambienti suscettibili di affollamento = 5,00 kN/m²

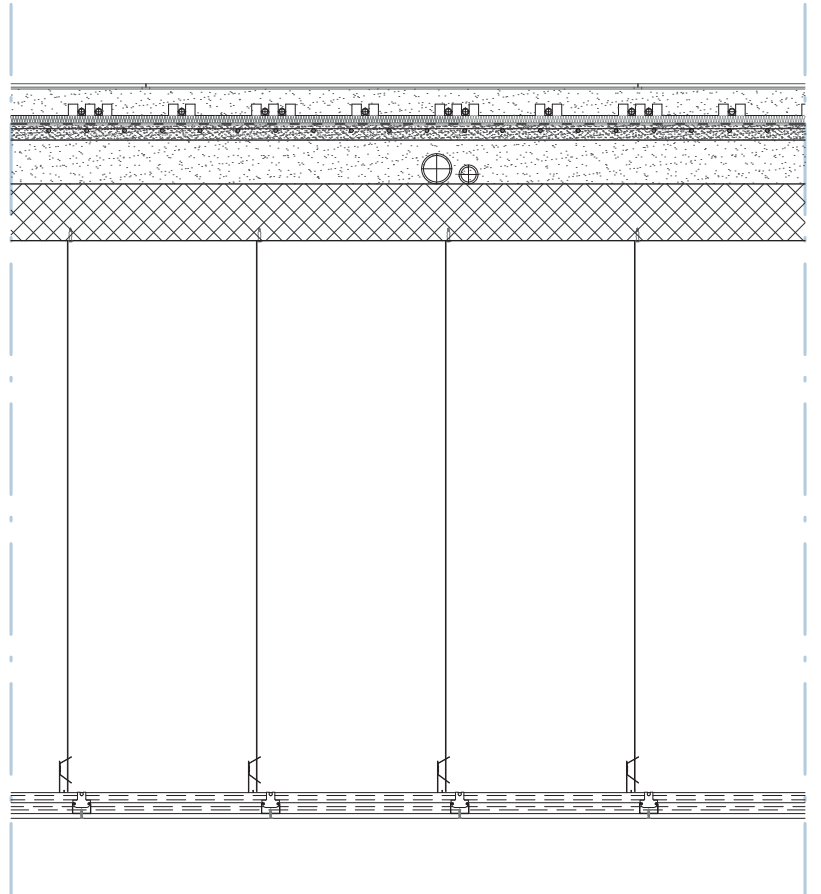


Fig. 29
*Pacchetto stratigrafico del
solaio di interpiano*

S5_ Solaio degli spalti (sp.18 cm)

G1 | Peso proprio = 5,65 kN/m²

Soletta piena in c.a. (sp.18 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 5,35 kN/m²

Pavimentazione in parquet (sp.1 cm)

0,10 kN/m²

Sottofondo (sp.3 cm)

0,75 kN/m²

Gradino in cls

4,50 kN/m²

Q | Ambienti suscettibili di affollamento = 5,00 kN/m²

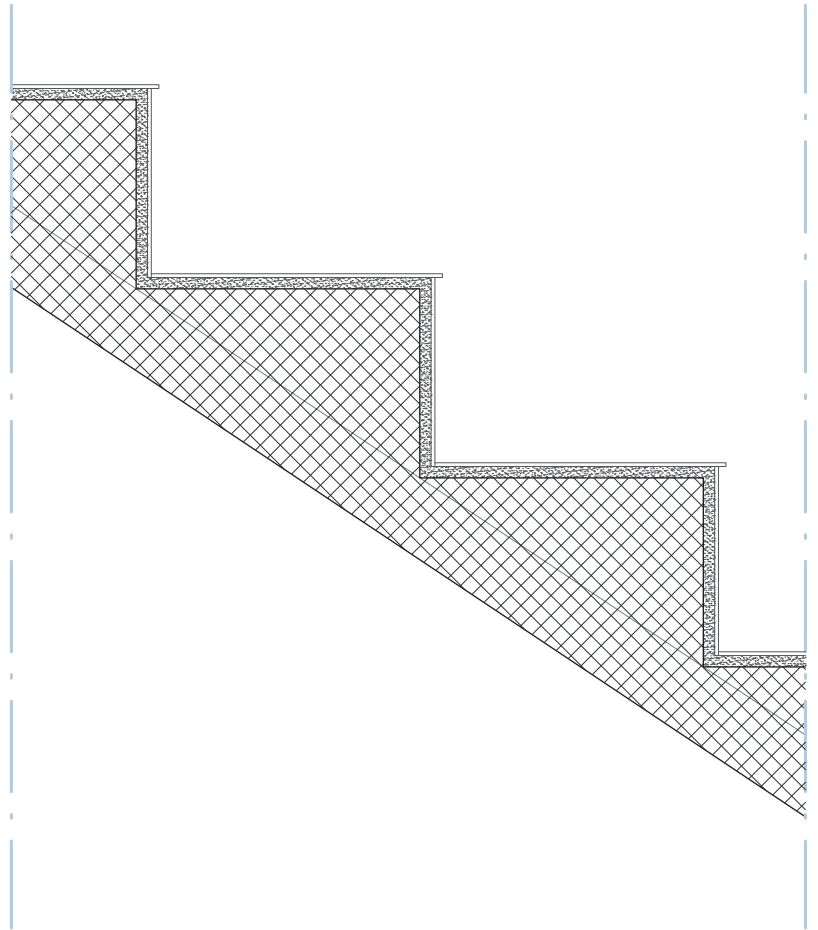
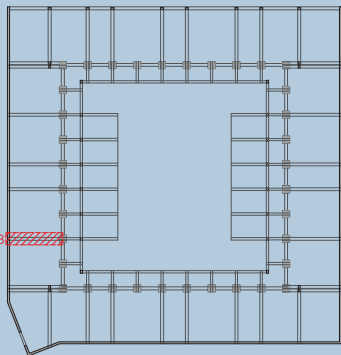


Fig. 30
*Pacchetto stratigrafico del
solaio degli spalti*

3.3 PREDIMENSIONAMENTO DI TRAVI E PILASTRI

Dimensionamento trave (T3)



Lo schema della trave presa in esame è assimilabile a una trave su due appoggi che supporta un carico uniformemente distribuito.

Dati e riepilogo carichi

Lunghezza trave	11,05 m
Luce d'influenza	10 m
Spessore solaio	45 cm
Altezza elemento alleggerito	25 cm
Passo tra elementi alleggeriti	20 cm

G1	8,80 kN/m ²
G2	2,95 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{cop calpestabile}	4,00 kN/m ²

Combinazioni di carico

q _{MAX}	218,65 kN/m
q _{MIN}	111,16 kN/m
q _{RARA}	157,50 kN/m

Momenti allo SLU

M _{max, neg, appoggi}	1814,20 kN*m
M _{max, pos, campata}	1523,01 kN*m

Reazioni vincolari

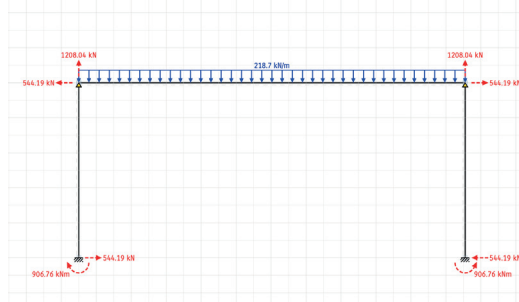


Diagramma del momento

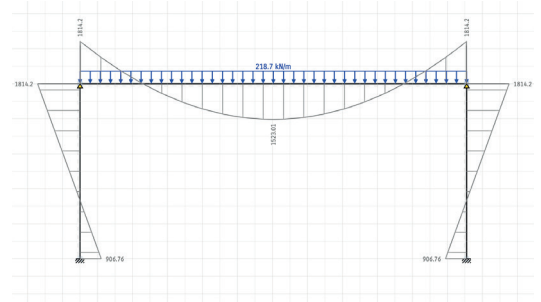
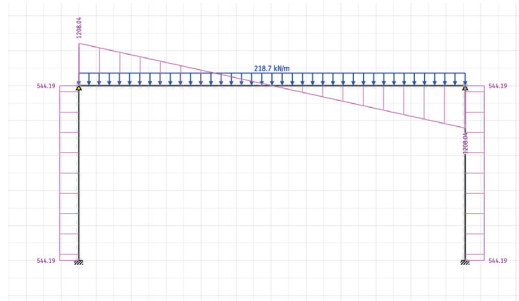


Diagramma del taglio



Deformata

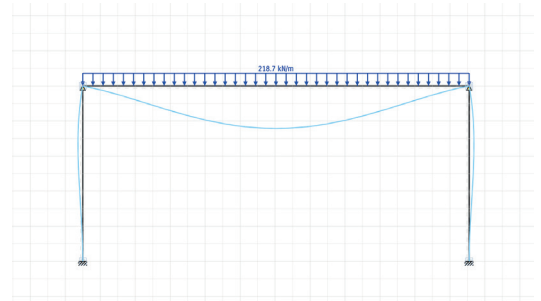


Fig. 31

Diagrammi ottenuti tramite il programma Strian

Progettazione della trave a taglio

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{yd} = 0,8 * f_{cd} * x * B$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4x) > M_{Ed, SLU}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base della trave:

$$B = 60 \text{ cm}$$

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 962,90 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 5349,90 \text{ mm}^2$$

Si sceglie una trave di sezione:

60 cm x 110 cm

Progettazione delle armature

Si scelgono tondini di diametro di 24 mm

$$A_{1\varnothing24} = 452 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari superiormente:

$$n_{\varnothing24} = A_s / A_{1\varnothing24} =$$

$$= 5349,90 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 11,80$$

Pertanto, sono necessari:

12 tondini Ø24

che vengono disposti su due file.

$$A_{S,TOT} = 5424 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{interspazio} = \frac{B - 2d' - \varnothing_L * (n_{\varnothing24} - 1)}{(n_{\varnothing24} - 1)}$$

$$\text{interspazio} = 76 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

Calcolo del numero dei tondini necessario inferiormente:

$$A_s' \geq 1/2 * A_s / A_{1\varnothing24} =$$

$$= 1/2 * 5424 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 6$$

Pertanto sono necessari:

6 tondini Ø24

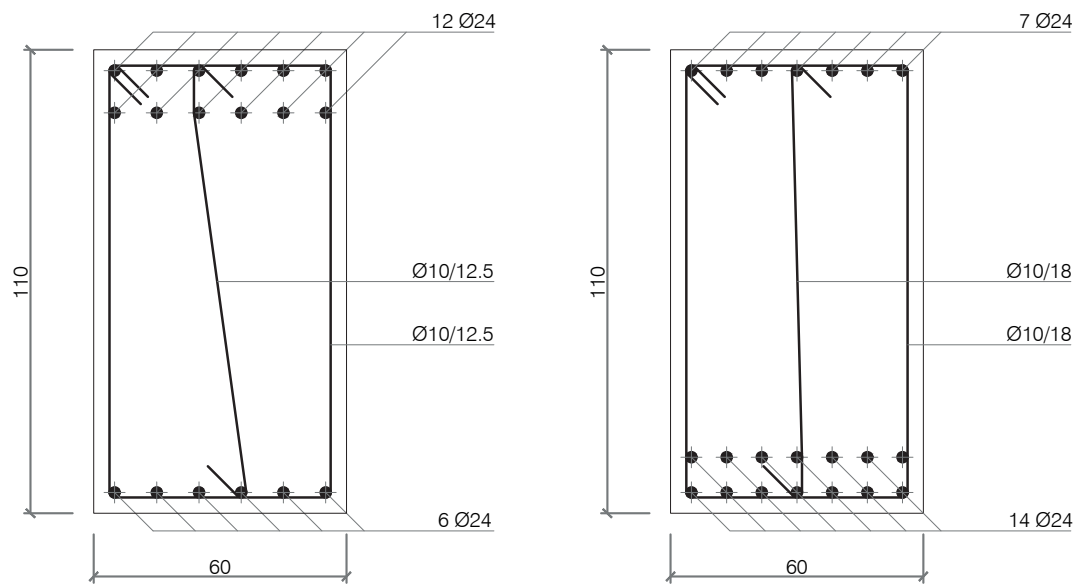


Fig. 32
*Dettagli delle armature della
 trave*

Verifica a SLE

$$M_{Ed, rara} = 1306,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Imponendo il sistema:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{n(d-x)}$$

dove: $n = 15$

$$\sigma_s \cdot A_s = 1/2 \cdot \sigma_c \cdot B \cdot x$$

$$\sigma_s \cdot A_s \cdot (d - x/3) = M_{Ed}$$

Ne deriva che:

$$x = 430,50 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 11,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 265,80 \text{ MPa}$$

Si verifica che:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} \quad \rightarrow 265,80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{cd} \quad \rightarrow 11,20 \text{ MPa} < 19,20 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

$$T_{max} = 1208,04 \text{ kN}$$

Bisogna verificare che:

$$V_{Rcd} \geq V_{Ed, SLU, MAX}$$

$$0,45 \cdot d \cdot B \cdot f_{cd} \cdot 1/2 \geq 1208,04 \text{ kN}$$

$$2569,90 \text{ kN} > 1208,04 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

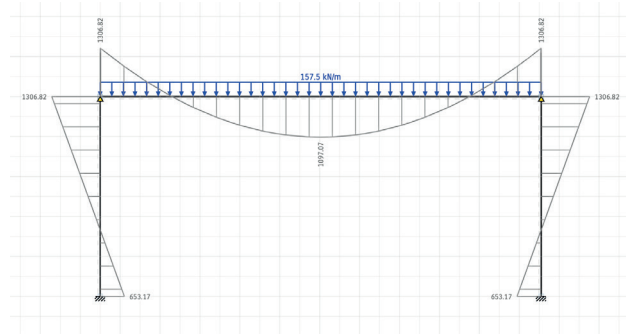


Fig. 33

Diagramma ottenuto tramite
il programma Strian

Verifica armatura

Della trave T3, precedentemente dimensionata, si è sviluppata inoltre l'armatura trasversale, progettata seguendo le indicazioni contenute nei capitoli 4 e 7 delle *NTC2018*.

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo, la normativa fornisce indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

La normativa al §7.2.2 distingue le strutture in base al loro comportamento strutturale in tre categorie. Si sceglie la **classe di duttilità media (CD“B”)**, a media capacità dissipativa.

La normativa impone un massimo di 37cm tra i bracci, per cui sono necessari 3 bracci. Si impone $\varnothing_{ST} = 10 \text{ mm}$
 $A_{SW} = n^{\circ} \text{ bracci} * A_{ST} \varnothing 10 = 234 \text{ mm}^2$

Per il §4.1.2.3.5.2, la verifica di resistenza (SLU) si pone con:
 $V_{Rd} \geq V_{Ed,SLU,MAX}$

dove:

$$V_{Rd} = \frac{A_{SW} * 0,9 * d * f_{yd}}{s} \geq V_{Ed,SLU,MAX}$$

da cui si ricava:

$$s \geq \frac{A_{SW} * 0,9 * d * f_{yd}}{V_{Ed,SLU,MAX}} = 71,60 \text{ mm}$$

Le *NTC2018* al §7.4.6.1.1 forniscono indicazioni in merito ai dettagli costruttivi da applicare alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di limitazioni geometriche e limitazioni di armatura. Nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

CD“A”	CD“B”
d/4	d/4
175 mm	225 mm
$6\varnothing_L$	$8\varnothing_L$
$24\varnothing_{ST}$	$24\varnothing_{ST}$

Per la classe di duttilità CD"B" si impone il sistema:

$$s_{\text{MIN}} \leq d/4 \quad 262,50 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MIN}} \leq 225 \text{ mm} \quad -$$

$$s_{\text{MIN}} \leq 8\varnothing_L \quad 192 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MIN}} \leq 24\varnothing_{\text{ST}} \quad 240 \text{ mm}$$

Essendo 192 mm il valore più restrittivo e in base alle verifiche effettuate tramite il software *MIDAS GEN* si impone $s_{\text{MIN}} = 125 \text{ mm}$

Al §4.1.6.1.1, la normativa impone che le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{\text{st}} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri. $A_{\text{st}} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 2340 > 900$

Verifica soddisfatta

La normativa impone, inoltre, che sia rispettata la più stringente tra le seguenti prescrizioni:

$$s_{\text{MAX}} \leq (A_{\text{SW}} * 100) / (1,5 * B) \quad 260 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MAX}} \leq 0,8 * d \quad 840 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MAX}} \leq 15\varnothing_L \quad 360 \text{ mm}$$

Essendo 260 mm il valore più restrittivo in base alle verifiche effettuate tramite il software *MIDAS GEN* si impone $s_{\text{MAX}} = 180 \text{ mm}$

Calcolo della distribuzione delle staffe

A questo punto è possibile calcolare la distribuzione delle staffe lungo la trave. Le staffe a passo 125 mm dovranno estendersi per tutta la lunghezza dissipativa. Per la restante lunghezza il passo dovrà essere 180 mm. La lunghezza della zona dissipativa per le travi, misurata a partire dalla faccia del nodo trave pilastro vale:

- 1,5 H per CD"A"
- 1 H per CD"B"

Nel caso preso in esame:

$$L_{\text{DISSIPATIVA}} = 1 * H = 110 \text{ cm}$$

Si ricava il valore del taglio al limite della zona dissipativa relativo al primo appoggio.

$$V_{\text{RSd}} (s = 180 \text{ mm}) = \frac{A_{\text{SW}} * 0,9 * d * f_{\text{yd}}}{s}$$

$$V_{\text{RSd}} (s = 180 \text{ mm}) = 480,71 \text{ kN}$$

$$-1208,04 \text{ kN} \leq V_{\text{RSd}} \leq 480,71 \text{ kN}$$

$$-480,71 \text{ kN} \leq V_{\text{RSd}} \leq 480,71 \text{ kN}$$

Si calcola s nel punto di nullo del taglio.
 $s = 5,525 \text{ m}$

Per calcolare la lunghezza dissipativa si impone:
 $1208,04 \text{ kN} : 5,525 \text{ m} = 480,71 \text{ kN} : x$

Si ottiene:
 $x = 2,20 \text{ m}$

$$L_{\text{dissipativa}} \geq (5,525 \text{ m} - 2,20 \text{ m}) - L_{\text{PIL}}/2 = 2,925 \text{ m}$$

Dal momento che il diagramma del taglio è simmetrico, la lunghezza dissipativa risulta anch'essa simmetrica.

Di conseguenza, le staffe si estendono in egual modo sia a destra che a sinistra.
 Si calcola il numero di staffe necessarie per la lunghezza dissipativa.
 Per $s_{\text{MIN}} = 125 \text{ mm}$

$$\frac{292,50 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}{12,5 \text{ cm}} = 23$$

Quindi sono necessarie almeno **23Ø10**
 Si calcola il numero di staffe necessarie al centro della trave.
 Per $s_{\text{MAX}} = 180 \text{ mm}$

$$\frac{1105 \text{ cm} - (292,50 * 2)}{18 \text{ cm}} = 28,90$$

Quindi sono necessarie almeno **29Ø10**

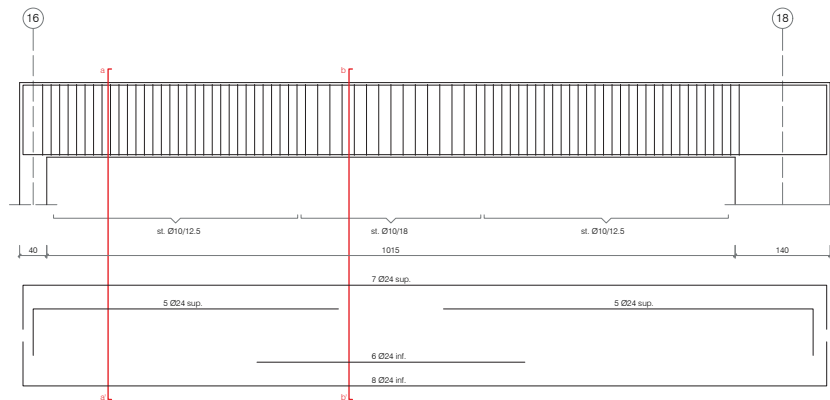
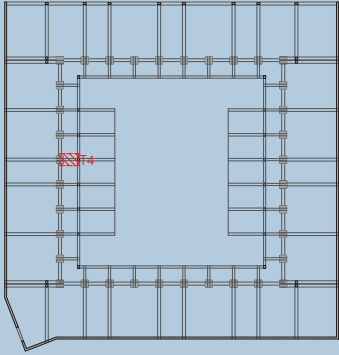


Fig. 34
 Dettaglio delle armature della trave



Lo schema della trave presa in esame è assimilabile a una trave su due appoggi che supporta un carico uniformemente distribuito.

Ai fini della progettazione si è tenuto conto anche della presenza della trave inclinata, adiacente alla prima.

Dimensionamento trave (T4)

Dati e riepilogo carichi

Lunghezza trave	3,745 m
Luce d'influenza	5 m

CAMPATA 1

Altezza solaio	15 cm
G1	3,90 kN/m ²
G2	2,45 kN/m ²
Q _{affollamento}	5,00 kN/m ²

CAMPATA 2

Spessore solaio	18 cm
G1	5,65 kN/m ²
G2	5,35 kN/m ²
Q _{affollamento}	5,00 kN/m ²

Combinazioni di carico

CAMPATA 1

q _{MAX}	81,23 kN/m
q _{MIN}	29,30 kN/m
q _{RARA}	56,75 kN/m

CAMPATA 2

q _{MAX}	114,35 kN/m
q _{MIN}	49,65 kN/m
q _{RARA}	80,00 kN/m

Momenti allo SLU

M _{max, neg, appoggi}	398,54 kN*m
M _{max, pos, campata}	36,94 kN*m

Reazioni vincolari

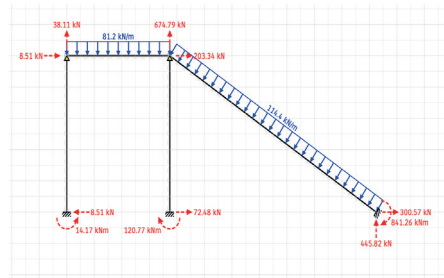


Diagramma del momento

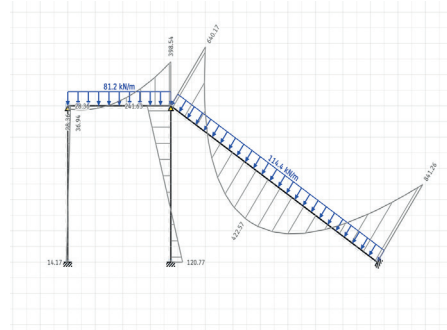
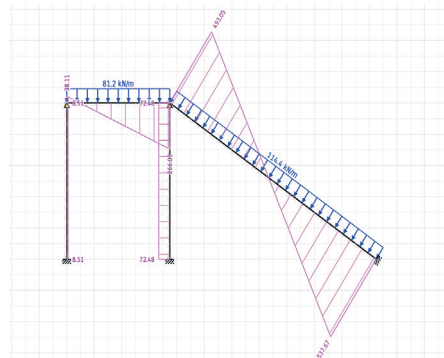


Diagramma del taglio



Deformata

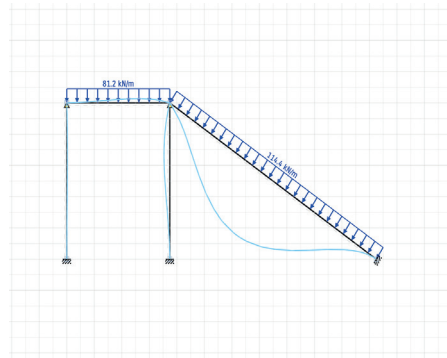


Fig. 35
 Diagrammi ottenuti tramite il programma Strian

Progettazione della trave a taglio

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{yd} = 0,8 * f_{cd} * x * B$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4x) > M_{Ed, SLU}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base della trave:

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

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 553 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 2048,20 \text{ mm}^2$$

Si sceglie una trave di sezione:

40 cm x 65 cm

Progettazione delle armature

Si scelgono tondini di diametro di 24 mm

$$A_{1\varnothing24} = 452 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari superiormente:

$$n_{\varnothing24} = A_s / A_{1\varnothing24} =$$

$$= 2048,20 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 4,53$$

Pertanto, sono necessari:

5 tondini Ø24

$$A_{S,TOT} = 2260 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{interspazio} = \frac{B - 2d' - \varnothing_L * (n_{\varnothing24} - 1)}{(n_{\varnothing24} - 1)}$$

$$\text{interspazio} = 51 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

Calcolo del numero dei tondini necessario inferiormente:

$$A_s \geq 1/2 * A_s / A_{1\varnothing24} =$$

$$= 1/2 * 2260 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 2,5$$

Pertanto sono necessari:

3 tondini Ø24

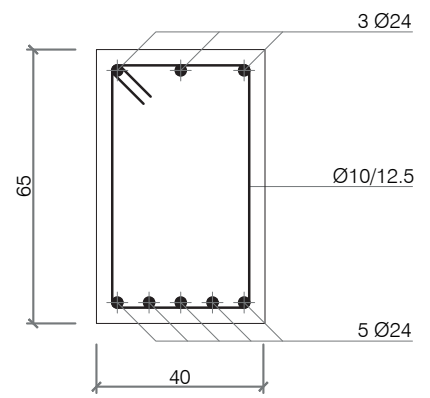
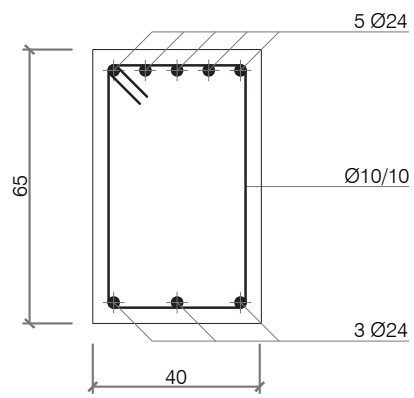


Fig. 36
Dettagli delle armature della trave

Verifica a SLE

$$M_{Ed, rara} = 278,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Imponendo il sistema:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{n(d-x)}$$

dove: $n = 15$

$$\sigma_s \cdot A_s = 1/2 \cdot \sigma_c \cdot B \cdot x$$

$$\sigma_s \cdot A_s \cdot (d - x/3) = M_{Ed}$$

Ne deriva che:

$$x = 246 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 10,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 238,10 \text{ MPa}$$

Si verifica che:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} \quad \rightarrow 238,10 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{cd} \quad \rightarrow 10,94 \text{ MPa} < 19,20 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

$$T_{max} = 266,09 \text{ kN}$$

Bisogna verificare che:

$$V_{Rcd} \geq V_{Ed, SLU, MAX}$$

$$0,45 \cdot d \cdot B \cdot f_{cd} \cdot 1/2 \geq 266,09 \text{ kN}$$

$$979,02 \text{ kN} > 266,09 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

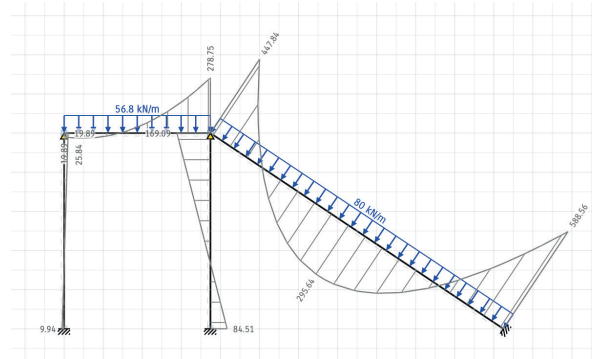


Fig. 37

Diagramma ottenuto tramite
il programma Strian

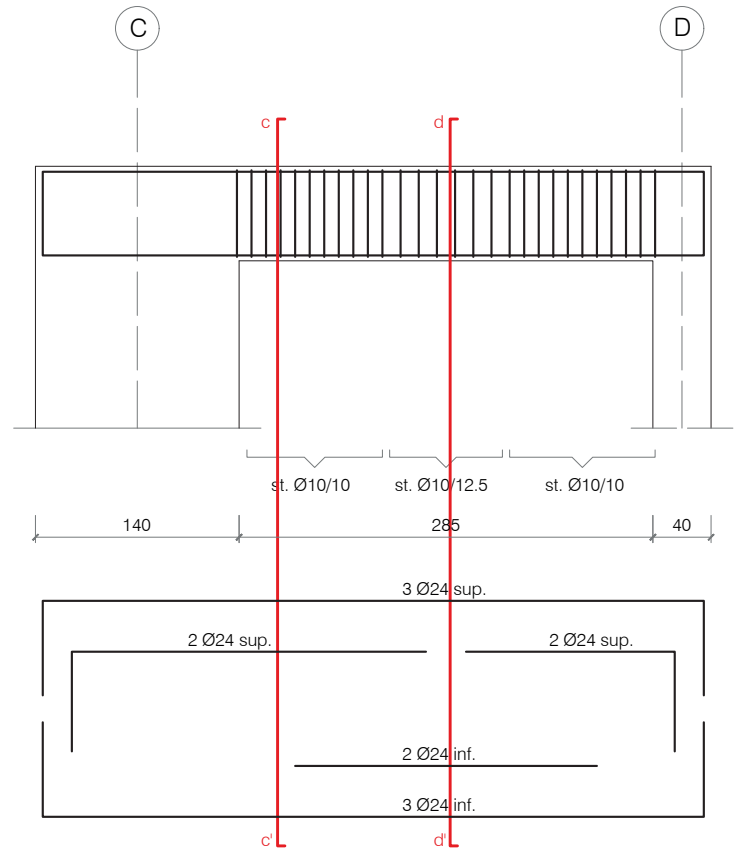
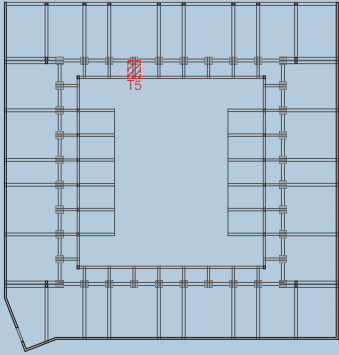


Fig. 38
Dettaglio delle armature della trave



Lo schema della trave presa in esame è assimilabile a una trave a sbalzo che supporta un carico uniformemente distribuito. Ai fini della progettazione si è tenuto conto anche della presenza del pilastro.

Dimensionamento trave (T5)

Dati e riepilogo carichi

Lunghezza trave	3,345 m
Luce d'influenza	5 m
Spessore solaio	15 cm
G1	3,90 kN/m ²
G2	2,45 kN/m ²
Q _{affollamento}	5,00 kN/m ²

Combinazioni di carico

q _{MAX}	81,23 kN/m
q _{MIN}	29,30 kN/m
q _{RARA}	56,75 kN/m

Momenti allo SLU

M _{max, neg. appoggi}	454,44 kN*m
--------------------------------	-------------

Reazioni vincolari

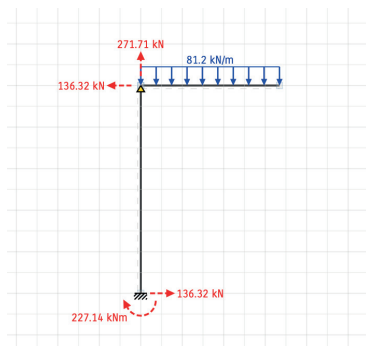


Diagramma del momento

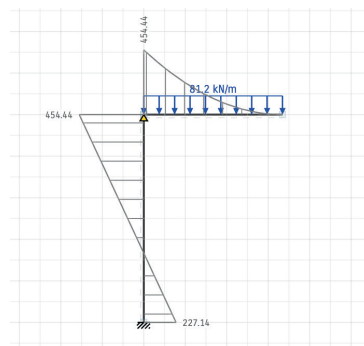
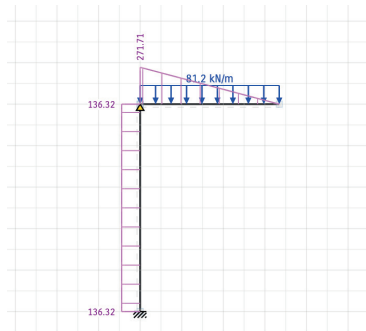


Diagramma del taglio



Deformata

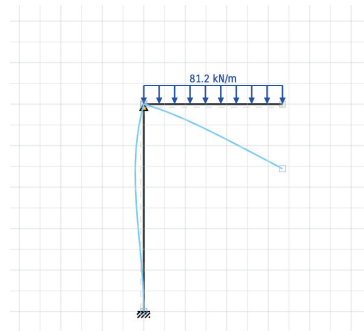


Fig. 39

Diagrammi ottenuti tramite il programma Strian

Progettazione della trave a taglio

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{yd} = 0,8 * f_{cd} * x * B$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4x) > M_{Ed, SLU}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base della trave:

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

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 590,53 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 2187,14 \text{ mm}^2$$

Si sceglie una trave di sezione:

$$40 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}$$

Progettazione delle armature

Si scelgono tondini di diametro di 24 mm

$$A_{1\varnothing24} = 452 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari superiormente:

$$n_{\varnothing24} = A_s / A_{1\varnothing24} = 2712 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 4,80$$

Pertanto, sono necessari:

6 tondini Ø24

$$A_{s,TOT} = 2712 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{interspazio} = \frac{B - 2d' - \varnothing_L * (n_{\varnothing24} - 1)}{(n_{\varnothing24} - 1)}$$

$$\text{interspazio} = 36 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

Calcolo del numero dei tondini necessario inferiormente:

$$A_s \geq 1/2 * A_s / A_{1\varnothing24} = 1/2 * 2712 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 3$$

Pertanto sono necessari:

4 tondini Ø24

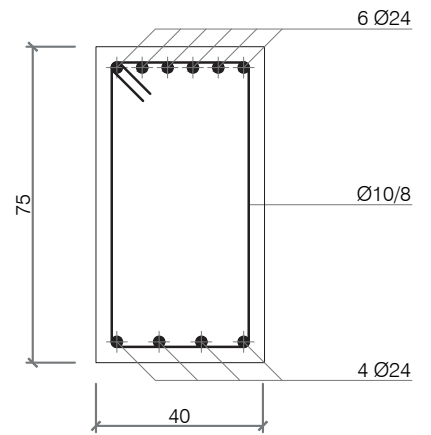


Fig. 40
Dettaglio delle armature della trave

Verifica a SLE

$$M_{Ed, rara} = 371,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Imponendo il sistema:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{n(d-x)}$$

dove: $n = 15$

$$\sigma_s \cdot A_s = 1/2 \cdot \sigma_c \cdot B \cdot x$$

$$\sigma_s \cdot A_s \cdot (d - x/3) = M_{Ed}$$

Ne deriva che:

$$x = 278 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 10,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 226,66 \text{ MPa}$$

Si verifica che:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} \quad \text{-->} \quad 226,66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{cd} \quad \text{-->} \quad 10,70 \text{ MPa} < 19,20 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

$$T_{max} = 271,71 \text{ kN}$$

Bisogna verificare che:

$$V_{Rcd} \geq V_{Ed, SLU, MAX}$$

$$0,45 \cdot d \cdot B \cdot f_{cd} \cdot 1/2 \geq 271,71 \text{ kN}$$

$$1142,19 \text{ kN} > 271,71 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

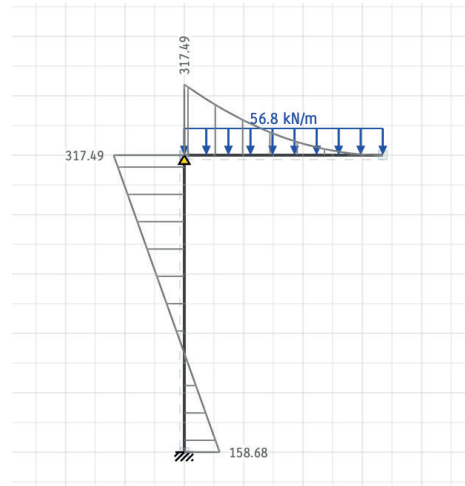


Fig. 41

Diagramma ottenuto tramite
il programma Strian

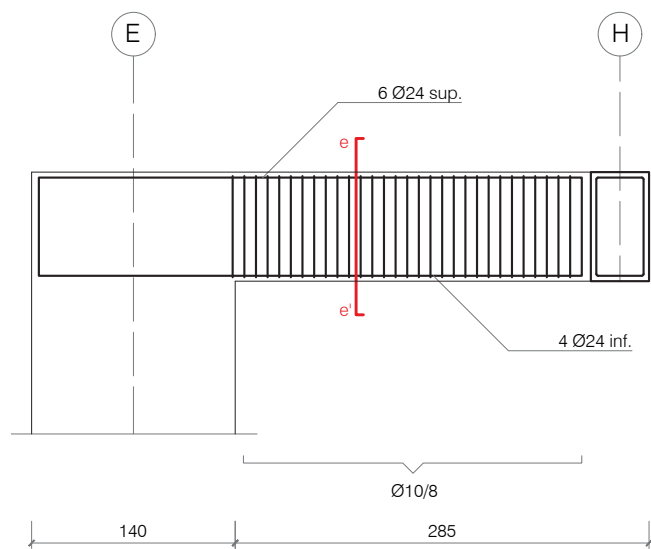
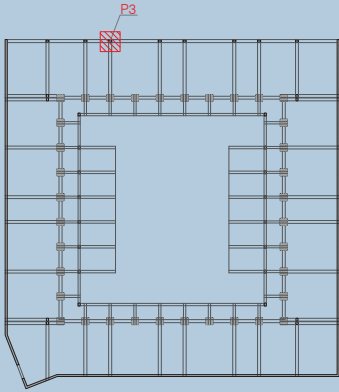


Fig. 42
 Dettaglio delle armature della trave

Dimensionamento pilastro (P3)



I pilastri sono stati dimensionati a snellezza e resistenza e verificati a compressione considerando la combinazione di carico peggiore.

Dati e riepilogo carichi

Materiale	C32/40
Area di influenza	41,30 m ²
Altezza pilastro	5,00 m
G1	8,80 kN/m ²
Peso travi	98,20 kN
G2	2,95 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{affollamento}	4 kN/m ²
N _{Ed,SLU}	1001,20 kN

Progettazione a snellezza

$$L \geq \sqrt[4]{\frac{\beta^* 12 * H^2 * N_{Ed,SLU}}{625 * f_{cd}}} = 403,50 \text{ mm}$$

Progettazione a resistenza

$$A_c = \frac{N_{Ed,SLU}}{\sigma_c} = 84959,06 \text{ mm}^2$$

$$L = \sqrt{A_c} = 291,50 \text{ mm} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Si sceglie un **pilastro di dimensioni**
40 cm x 60 cm

Verifica a compressione

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed,SLU,MAX}}{A_{PIL}} = 4,30 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} \leq 0,65 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica armature longitudinali

Del pilastro P3, precedentemente dimensionato, si è sviluppata inoltre l'armatura trasversale, progettata seguendo le indicazioni contenute nei capitoli 4 e 7 delle *NTC2018*.

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo, la normativa fornisce indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

La normativa al §4.1.6.1.2 prescrive che nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore o uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a: $A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd})$ e comunque non minore di $0,003 A_c$

$$A_{s,min} = 2100 \text{ mm}^2$$

Si scelgono tondini di diametro di 16 mm

$$A_{1\varnothing16} = 201 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari:

$$n_{\varnothing16} = A_s / A_{1\varnothing16} = 2100 \text{ mm}^2 / 201 \text{ mm}^2 = 10$$

Pertanto, sono necessari:

12 tondini Ø16

$$A_{s,TOT} = 2412 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{Interspazio} = \frac{B - 2d' - \varnothing_L * (n_{\varnothing16} - 1)}{(n_{\varnothing16} - 1)}$$

$$\text{Interspazio} = 150 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

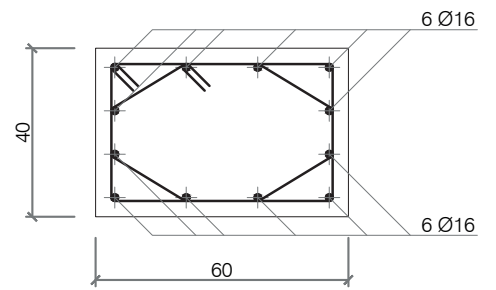


Fig. 43

*Dettaglio delle armature del
pilastro*

Verifica armature trasversali

Le *NTC2018* al §7.4.6.2.2 forniscono indicazioni in merito ai dettagli costruttivi da applicare alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di limitazioni geometriche e limitazioni di armatura.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

- $\max [6 \text{ mm}; (0,4 * d_{bl, \max} * \sqrt{f_{yd, I} / f_{yd, st}})]$ per CD "A";
- 6 mm per CD "B", dove $d_{bl, \max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali.

Si considerano staffe $\varnothing 10$

n° staffe: 2 $\varnothing 10$

$$A_{sw} = 2 * A_{\varnothing 10} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

CD "A"	CD "B"
$1/3 L_{\text{MIN}}$	$1/2 L_{\text{MIN}}$
12,5 cm	17,5 cm
$6 \varnothing_L$	$8 \varnothing_L$

Si sceglie la **classe di duttilità media (CD "B")**, a media capacità dissipativa.

$$\begin{aligned} s &\leq 1/2 L_{\text{MIN}} && 20 \text{ cm} \\ s &\leq 17,5 \text{ cm} && 17,50 \text{ cm} \\ s &\leq 8 \varnothing_L && 12,80 \text{ cm} \end{aligned}$$

Essendo 12,80 cm il valore più restrittivo si impone **s = 10 cm**

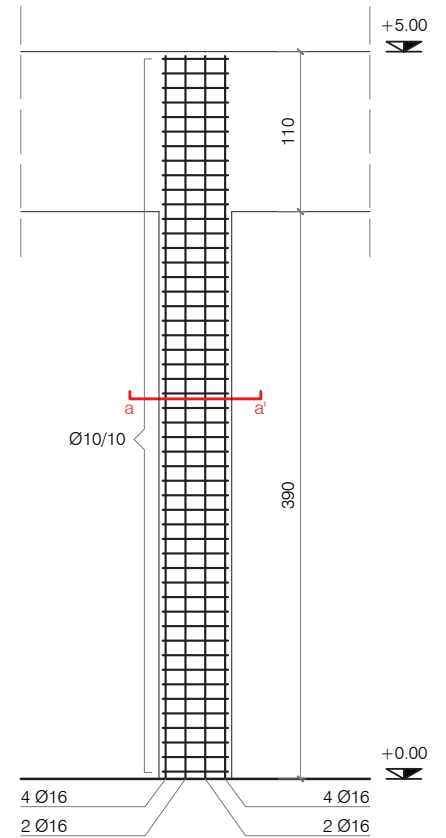


Fig. 44
Dettaglio delle armature del pilastro

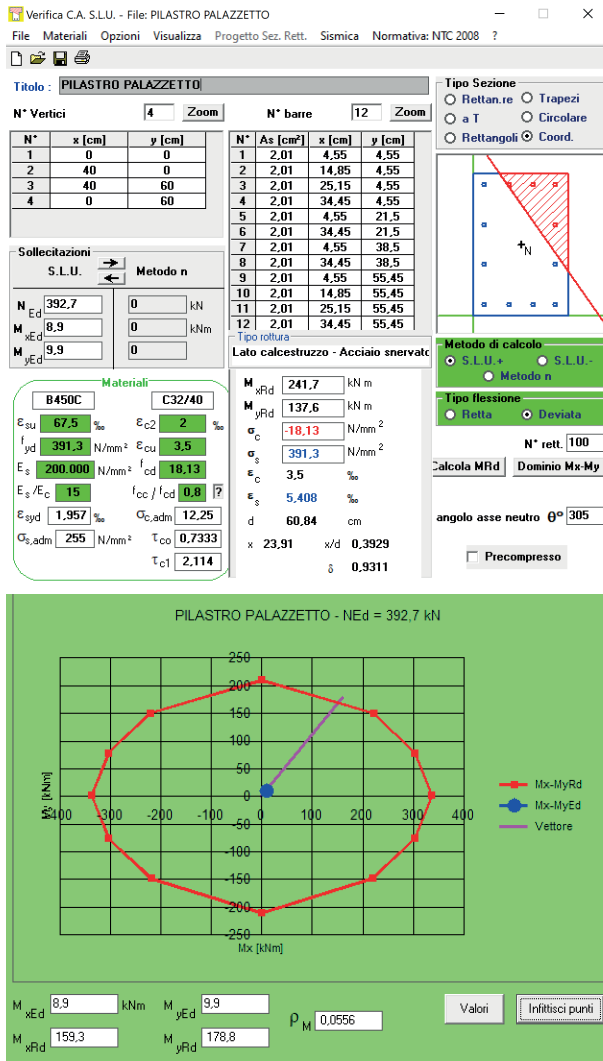


Fig. 45
Verifiche ottenute tramite l'uti-
lizzo del software VCA SLU

Verifica Sismica Pilastri - File: PILASTRO PALAZZETTO
 File Normativa: NTC 2008 - CD*B* ?

Titolo: **PILASTRO PISCINA**

Tipo Sezione: Pilastro Pilastro mensola Setto
 Tipo Pilastro: Rettan.re Circolare

Materiali:

Pilastro Rettangolare

Dati comuni alle due sezioni: **Sez. Inferiore** | Sez. Superiore

H interpiano: 500 [cm] | Diam. barre: 16
 Base b: 40 [cm] | Nb: 4
 Altezza h: 60 [cm] | Nh: 4 | ρ : 0,0101
 H critica: 500 [cm] | Definisci Staffe
 Copriferro: 3,75 [cm] | Copia Sezione Superiore

Sez. Inferiore

Sollecitazioni (kN, m)

N_{Ed}: 392,7
 M_{xInf}: 0 | M_{yInf}: 0
 M_{xSup}: 0 | M_{ySup}: 0

Risultati

$\rho_{M,Inf}$: | $\rho_{M,Sup}$:
 V_{xEd}: | V_{yEd}:
 V_{xRd}: | V_{yRd}:

OK prescrizioni

Controlli:
 V. Fles. Sez. Inf.
 Verifica Vx
 Verifica Vy

Tipo Sezione: Pilastro Pilastro mensola Setto
 Tipo Pilastro: Rettan.re Circolare

Materiali:

Staffe nella Sezione Inferiore del Pilastro

Agg. Esterna	Agg. Interna		Agg. Generica		Elimina			
N	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
1	10	1	4	12	9	0	0	0
2	10	2	3	6	8	11	10	7

Zona critica
 Passo: 10 cm | ω_{vd} : 0,2944 | ω_{st} : 0,1233 | Dir X

Zona centrale
 Passo: 10 cm | ω_{vd} : 0,2944 | ω_{st} : 0,1233 | Dir X

Controlli:
 Controllo Prescriz. Staffe | Annulla | Ok

OK prescrizioni

Controlli:
 V. Fles. Sez. Inf.
 Verifica Vx
 Verifica Vy

Fig. 46
 Verifiche ottenute tramite l'utilizzo del software VCA SLU

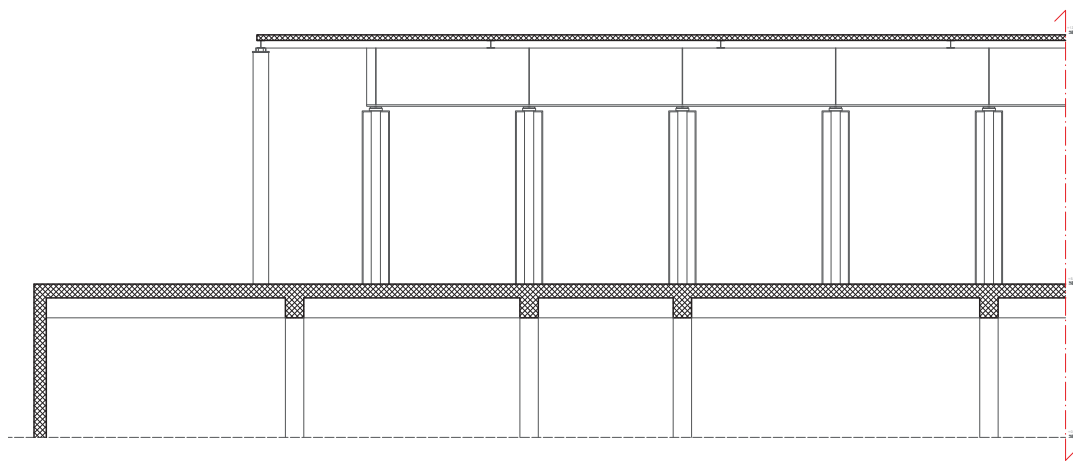


Fig. 47
Palazzetto dello sport
Sezione strutturale

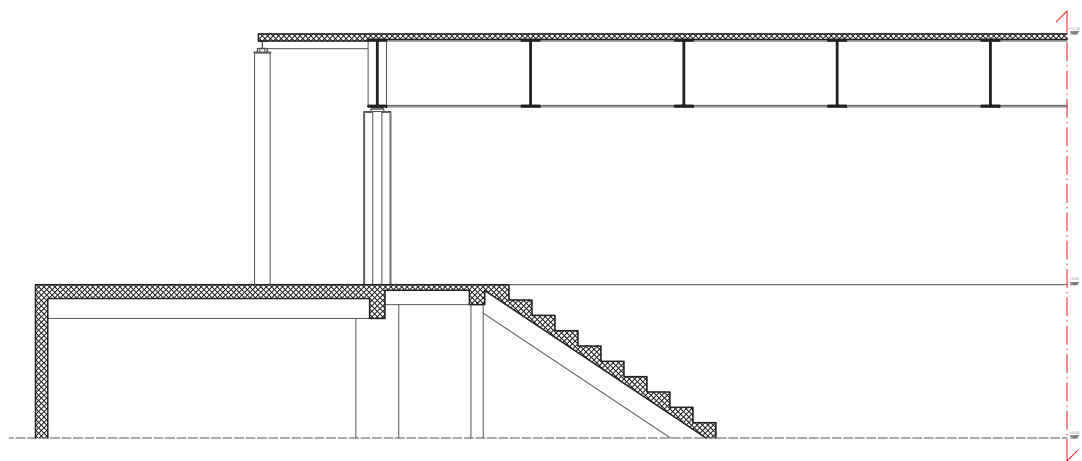


Fig. 48
Palazzetto dello sport
Sezione strutturale

3.4 MODELLAZIONE MIDAS GEN

Ai fini di una verifica tramite il software *MIDAS GEN* di quanto precedentemente dimensionato, è stata realizzata una modellazione 3D del basamento del palazzetto dello sport andando ad applicare ad ogni tipologia di elemento la relativa sezione e il materiale.

Materiali

Come materiale da costruzione è stato scelto il C32/40 per travi, pilastri e setti. Per ciò che concerne la modellazione dei solai, questa è stata realizzata mediante il comando *Automesh*. Per i solai di interpiano, a soletta piena e per il solaio degli spalti, è stato impostato il materiale C32/40, mentre per i solai del basamento è stato impostato un nuovo materiale in quanto solai alleggeriti con elementi *U-Boot*.

Material Data

General
Material ID: 3 Name: Solaio all

Elasticity Data
Type of Design: User Defined
User Defined
Standard: None
DB: [dropdown]
Product: [dropdown]

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Concrete
Standard: [dropdown]
Code: [dropdown]
DB: [dropdown]

User Defined
Modulus of Elasticity: 9.3345e+07 kN/m²
Poisson's Ratio: 0.2
Thermal Coefficient: 5.5556e-06 1/[F]
Weight Density: 11.3 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Vincoli

I pilastri e i setti sono stati incastrati a terra mediante il comando *Supports*.

Fig. 49
Estratto del software *MIDAS GEN*

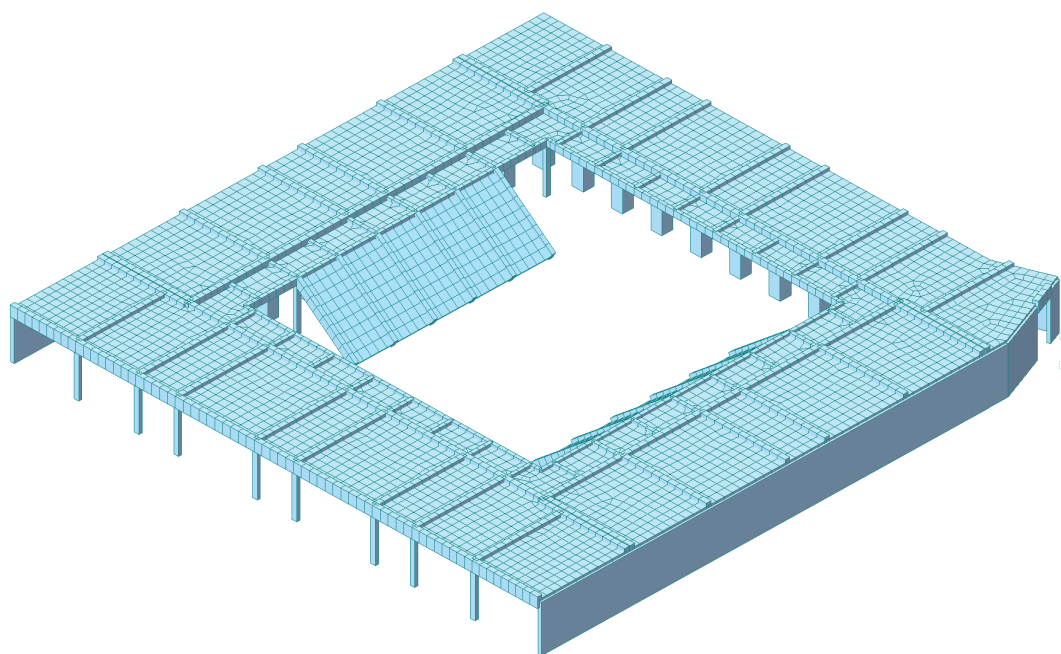


Fig. 50

Modello tridimensionale realizzato tramite il software MIDAS GEN

Carichi

Dopo aver definito i vincoli e gli svincoli, si è proceduto inserendo i carichi in accordo con quanto precedentemente mostrato. Sotto la voce *Load* e selezionando *Static Load cases*, sono stati definiti i carichi elementari:

- **peso proprio strutturale** di tipo *Dead Load (D)*;
- **G1** carico permanente strutturale di tipo *Dead Load (D)*;
- **G2** carico permanente non strutturale di tipo *Dead Load (D)*;
- **Q** carico variabile, copertura accessibile per sola manutenzione di tipo *Live Load (L)*;
- **carico da neve** di tipo *Snow Load (S)*.

Per i carichi permanenti è stato utilizzato il comando *Load, Pressure Loads*, impostando *Global Z*. Sono stati impostati i diversi carichi e nello specifico si sono differenziati i solai effettuando per ognuno diverse mesh:

- solaio di copertura;
- solaio di interpiano;
- solaio degli spalti.

È stato associato il **peso proprio** della struttura utilizzando il comando *Load, Self Weight* impostando *Global Z* e indicando la direzione e l'intensità con cui agisce la gravità.

Per quanto riguarda la stima delle **azioni sismiche** sull'edificio è stato utilizzato lo **spettro di riferimento** in cui sono stati inseriti i seguenti fattori:

- terreno di tipo C;
- parametro T1;
- $a_g = 0,35$ g;
- fattore di amplificazione 2,5;
- fattore di struttura $q = 1,5$.

Il passaggio successivo ha riguardato l'assegnazione dei carichi sismici nelle due direzioni ortogonali con intensità rispettivamente del 100% e del 30%.

Combinazione dei carichi

Si è proceduto definendo le combinazioni di carico alle quali sono state applicate i fattori correttivi alle azioni secondo quanto prescritto dalle norme *NTC2018*.

Generate Design Spectrum ✕

Design Spectrum : NTC2018

Spectrum Type : Horizontal Design Spectrum

Ground Type : C

Spectrum Parameters

T1 T2 T3
 T4 User Defined

Soil Factor (S)	Tb	Tc	Td
1.175	0.1562209	0.4686628	3

Maximum Horizontal Acc. (ag) : 0.35 g

Amplification Factor (Fo) : 2.5

Period of constant Hor.Acc. (Tc*) : 0.3

Behavior Factor (q) : 1.5

Max. Period : 4 (Sec)

OK Cancel

Factors for Variable Actions

Load Cases and Factors

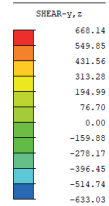
No	Load Case	Ty	Psi	Psi	Psi
1	Q cop manutenzion	L	0.0	0.0	0.0
2	Q neve	S	0.5	0.2	0.0
3	Q amb affollati	L	0.7	0.7	0.6
*					

Fig. 51
Estratto del software MIDAS
GEN

Combinazione di carico SLU

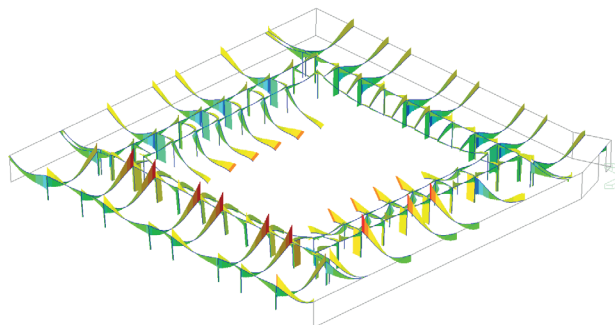
$$1.3 * G1 + 1.5 * G2 + 1.5 * Q_{NEVE}$$

midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

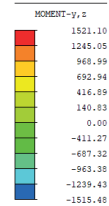


SCALEFACTOR=
6.1518E+02

Diagramma del taglio

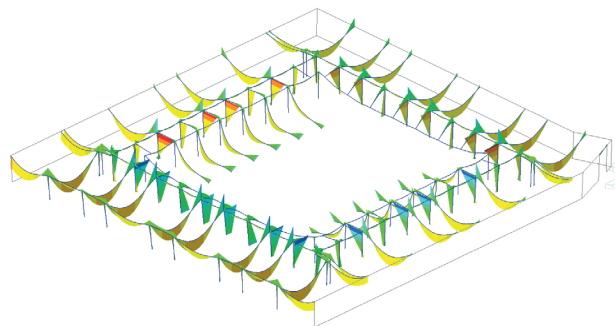


midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

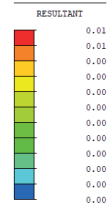


SCALEFACTOR=
6.1518E+02

Diagramma del momento



midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT



SCALEFACTOR=
6.1518E+02

Deformata

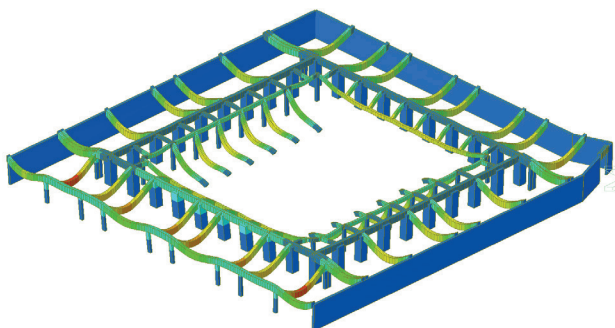


Fig. 52
Diagrammi ottenuti tramite il software MIDAS GEN

Combinazione di carico SLE - sisma

$$1 * G1 + 1 * G2 + 1 * Q_{NEVE} + 100\%F_{x, sisma} + 30\% F_{y, sisma}$$

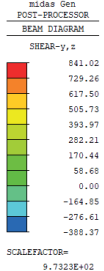
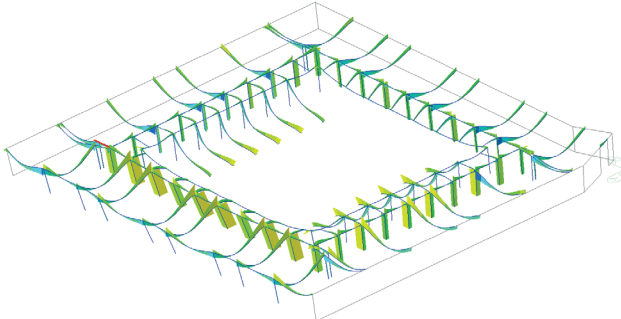


Diagramma del taglio

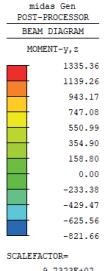
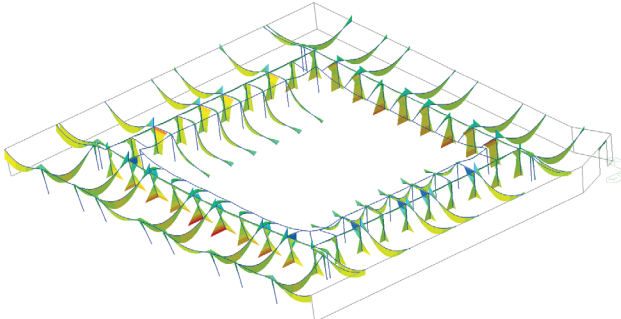
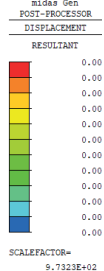
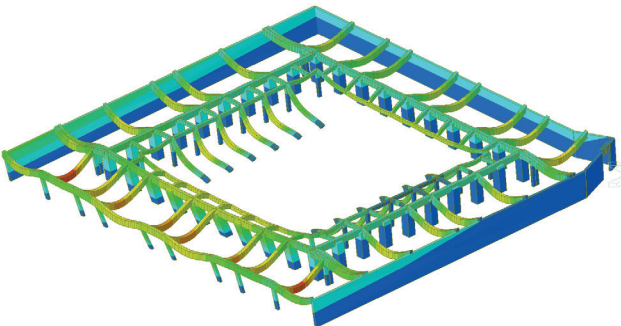


Diagramma del momento



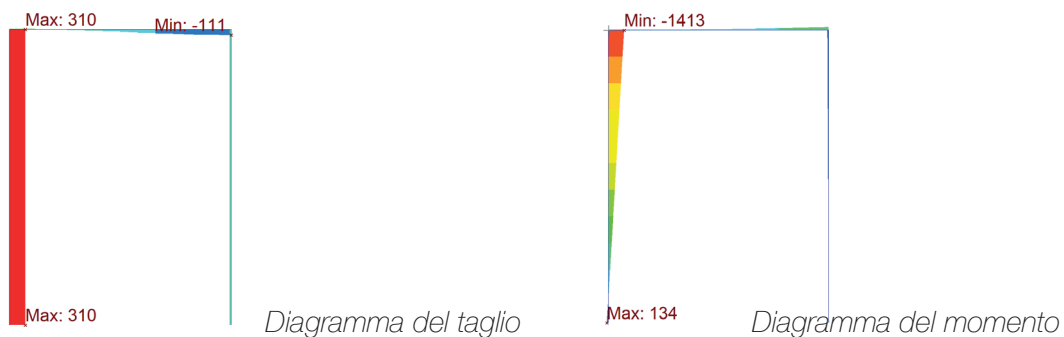
Deformata

Fig. 53
Diagrammi ottenuti tramite il software MIDAS GEN

Diagrammi delle travi

Per le travi T4 e T5 precedentemente dimensionate in modo analitico, si riportano i grafici estratti da *MIDAS GEN* al fine di poter confrontare i valori con quelli utilizzati nell'ambito del dimensionamento. Si osserva un andamento di taglio e momento analogo e valori prossimi a quelli precedentemente calcolati tramite il programma *Strian*.

Trave su due appoggi (T4)



Trave a sbalzo (T5)

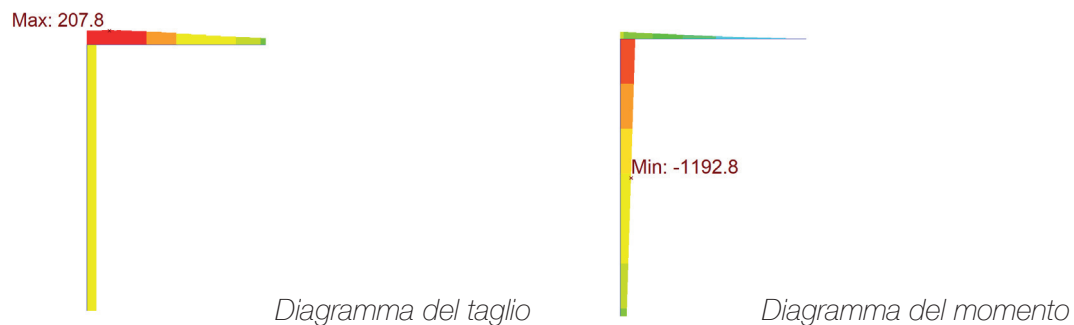


Fig. 54
Diagrammi ottenuti tramite il software *MIDAS GEN*

Armature

Per una verifica delle armature di travi e pilastri, sono state inserite quelle precedentemente dimensionate analiticamente tramite il comando *Modify Beam Rebar Data*. Le armature longitudinali sono risultate verificate, mentre per le armature trasversali si è proceduto a progettarele mediante il software.

Modify Beam Rebar Data

S...	Name	Bar
2	T 60x110	In
4	T 40x65	In
10	T 50x80	In
11	40x75	In

Create Sub Section

Element List :
269to342 344to351 353 402 405to411

All Section Both End & Center Each End & Center

Rebar		End(I)	Center	End(J)
m a i n T o p	1	6	P24 6	P24 6
	2	6	P24 0	P24 6
B o t	2	0	P24 6	P24 0
	1	6	P24 6	P24 6
Stirrup	P10	3 @ 125	3 @ 180	3 @ 125
Skin		0	0	0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 0,0545 , 0,0545 m

Detail Figure

Modify Beam Rebar Data

S...	Name	Bar
2	T 60x110	In
4	T 40x65	In
10	T 50x80	In
11	40x75	In

Create Sub Section

Element List :
354to359 367to376 381to385 394to397

All Section Both End & Center Each End & Center

Rebar		End(I)	Center	End(J)
m a i n T o p	1	5	P24 3	P24 5
	2	0	P24 0	P24 0
B o t	2	0	P24 0	P24 0
	1	3	P24 5	P24 3
Stirrup	P10	2 @ 100	2 @ 125	2 @ 100
Skin		0	0	0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 0,0545 , 0,0545 m

Detail Figure

Fig. 55
Estratto del software MIDAS
GEN

Modify Beam Rebar Data

Create Sub Section

S...	Name	Bar
2	T 60x110	In
4	T 40x65	In
10	T 50x80	In
11	40x75	In

Element List :
361to366 390to393 397 926to928 93

Beak Property

All Section Both End & Center Each End & Center

Rebar		End(I)		Center		End(J)					
m	a	i	n	Top	1	6	P24	6	P24	6	P24
				2	0	P24	0	P24	0	P24	
n	a	i	n	Bot	2	0	P24	0	P24	0	P24
				1	4	P24	4	P24	4	P24	
Stirrup		P10	2 @ 80	2 @ 80	2 @ 80	2 @ 80	0				
Skin			0	0	0	0	0				

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 0.0545, 0.0545 m

Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

Modify Column Rebar Data

Create Sub Section

S...	Name	Bar
3	Pilaastro 60x40	In
5	Pilaastro 140x...	In

Element List :
193to200 245to259 261to267by2 268

Column/Brace Property

Rebar		Data	
Main	Numbers	16	P16
	Rows	5	
	Corner	<input type="checkbox"/>	P16
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2 P10 @ 100
		z	2
	Center(M)	y	2 P10 @ 100
		z	2

Concrete Face to Center of Rebar(do) : 0.0475 m

Type of Hoop Rebar : Ties Spirals

Detail Figure

End(I & J)

Center(M)

Fig. 56
Estratto del software MIDAS
GEN

Modify Column Rebar Data

Create Sub Section

S...	Name	Bar
3	Pilastro 60x40	In
5	Pilastro 140x...	In

Element List :
203to238

Column/Brace Property

Rebar		Data			
Main	Numbers	40	P20		
	Rows	11			
	Corner	<input type="checkbox"/>	P20		
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2	P10	@ 60
		z	2		
	Center(M)	y	2	P10	@ 60
		z	2		

Concrete Face to Center of Rebar(do) : 0.0762 m

Type of Hoop Rebar : Ties Spirals

Detail Figure

End(I & J)

Center(M)

Modify Wall Rebar Data

Wall ...	Wall ...	Start...	End ...	Bar
1	1F	Roof		In
2	1F	Roof		In
3	1F	Roof		In
4	1F	Roof		In
5	1F	Roof		In
6	1F	Roof		In

Create Sub Wall ID

Story : 1F ~ Roof

Rebar		Data		
Vertical	P16	@	100	
Horizontal	P16	@	250	
<input type="checkbox"/> End	2	@	0	
BE Horizontal	P10	@	200	

Boundary Element Length : 0 m

Concrete Face to Center of Rebar(dw, de) : 0.0475 , 0.0475

Use Model Thickness : 0.000 m

Buttons: Add/Replace, Delete, Close

Wall Property Diagram:

Fig. 57
Estratto del software MIDAS
GEN

Concrete check

Si è proceduto quindi ad effettuare il concrete check tramite il comando *Perform Batch Design* di tutti gli elementi, impostando i seguenti parametri:

- design Code: Eurocode2:04;
- national annex: Italy;
- apply NTC2018.

Le sezioni e le armature di travi, pilastri e setti sono risultate verificate. Nello specifico, travi e pilastri sono risultati verificati sia a *Strength*, sia a *Serviceability*.

Si allegano in appendice i grafici ottenuti tramite il software per ciascun profilo.

Eurocode2:04 RC-Column Chec... — X

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by Member Results Strength Serviceability
 Property

MEMB SECT	SEL	Section		fck	fvk	CHK
		Bc	Hc	Height	fww	
0	<input type="checkbox"/>	Pilastro 60x4		32000.0	450000	OK
3	<input type="checkbox"/>	0.400 0.600		5.0000	450000	
0	<input type="checkbox"/>	Pilastro 140x		32000.0	450000	OK
5	<input type="checkbox"/>	1.400 1.400		5.0000	450000	

Eurocode2:04 RC-Beam Checki... — X

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by Member Results Strength Serviceability
 Property

MEMB SECT	SEL	Section		fck	fvk	POS	CHK
		Bc	Hc	bf	hf		
0	<input type="checkbox"/>	T 60x110		32000.0		I	OK
2	<input type="checkbox"/>	0.600 1.100		450000		M	OK
11.450	<input type="checkbox"/>	0.000 0.000		450000		J	OK
0	<input type="checkbox"/>	T 40x65		32000.0		I	OK
4	<input type="checkbox"/>	0.400 0.650		450000		M	OK
10.000	<input type="checkbox"/>	0.000 0.000		450000		J	OK
0	<input type="checkbox"/>	T 50x80		32000.0		I	OK
10	<input type="checkbox"/>	0.500 0.800		450000		M	OK
8.8725	<input type="checkbox"/>	0.000 0.000		450000		J	OK
0	<input type="checkbox"/>	40x75		32000.0		I	OK
11	<input type="checkbox"/>	0.400 0.750		450000		M	OK
3.3450	<input type="checkbox"/>	0.000 0.000		450000		J	OK

Eurocode2:04 RC-Wall Checking Res... — X

Code : EC2:04,NTC2018 (M1) Unit : kN , m

Sorted by Wall ID + Story Results Wall ID (WID)

Sort Result...

WID Story	SEL	Wall Mark		fck	fvk	CHK
		Lw	HTw	hw	fww	
1	<input type="checkbox"/>	wM0001		32000.0	450000	OK
1F	<input type="checkbox"/>	59.198	5.0000	0.4000	450000	
2	<input type="checkbox"/>	wM0002		32000.0	450000	OK
1F	<input type="checkbox"/>	6.5066	5.0000	0.4000	450000	
3	<input type="checkbox"/>	wM0003		32000.0	450000	OK
1F	<input type="checkbox"/>	1.9134	5.0000	0.4000	450000	
4	<input type="checkbox"/>	wM0004		32000.0	450000	OK
1F	<input type="checkbox"/>	6.5865	5.0000	0.4000	450000	
5	<input type="checkbox"/>	wM0005		32000.0	450000	OK
1F	<input type="checkbox"/>	56.657	5.0000	0.4000	450000	
6	<input type="checkbox"/>	wM0006		32000.0	450000	OK
1F	<input type="checkbox"/>	67.415	5.0000	0.4000	450000	

Fig. 58
Estratto del software MIDAS
GEN

Concrete check

Infine, sono stati verificati i diversi elementi tramite il comando *Concrete Design*.

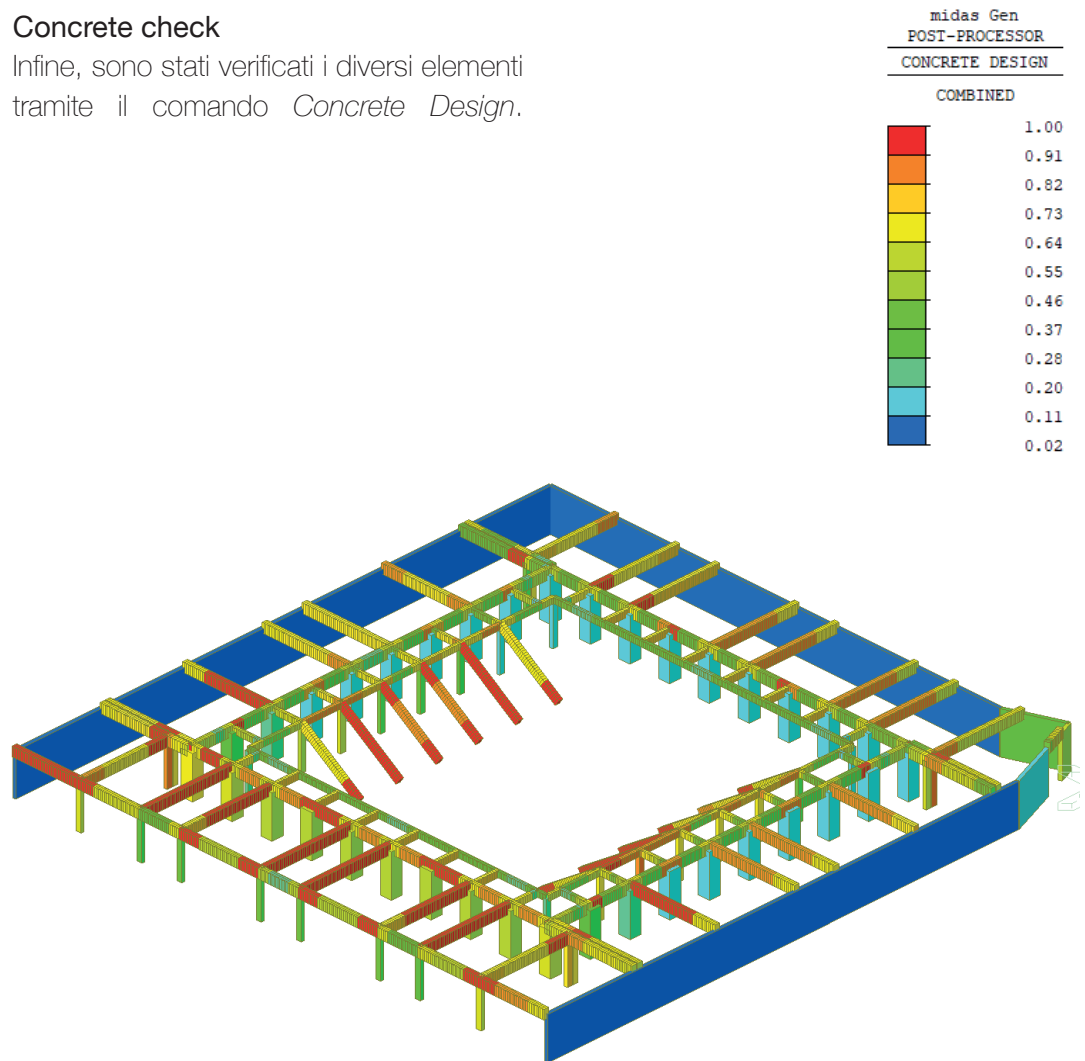


Fig. 59

Diagramma ottenuto tramite
il software MIDAS GEN

04

LA STRUTTURA DEL BASAMENTO

La Piscina per Apnea

4.1 TIPOLOGIA STRUTTURALE

Per la struttura della piscina si restituiscono le stesse scelte architettoniche e compositive del palazzetto. Tuttavia, rispetto al precedente edificio, la struttura si è confrontata con la necessità di prevedere muri di contenimento per la vasca per apnea, che si comportano in maniera autonoma. Per questi si è proceduto in modo analitico ad un dimensionamento di massima, considerando la forza idrostatica su di essi e valutandola in relazione al variare dell'altezza del muro.

In questo caso si possono distinguere:

- **uno spazio centrale**, definito da pilastri in c.a. che ospita la vasca principale;
- **due corpi laterali** realizzati tramite travi e pilastri in c.a., che ospitano gli spogliatoi, gli spazi di servizio e i sistemi di risalita;
- **un corpo perpendicolare** ai precedenti, realizzati con la stessa tecnologia, che ospita

palestre e spazi di servizio;

- **un ulteriore corpo**, che accoglie un centro benessere.

Per garantire un miglior funzionamento della struttura, sono stati inseriti dei **giunti strutturali** (sp.10,00 cm) tramite raddoppio del pilastro o **appoggio Gerber**, in modo da suddividere la struttura in quattro parti e tali da consentire un movimento sufficiente delle parti oscillanti.

Sono state fatte, inoltre, delle considerazioni sul comportamento sismico dell'edificio. L'impianto, che presenta forti simmetrie dovute in prima istanza a ragioni compositive, è da considerarsi ottimale rispetto alle azioni sismiche a cui può essere soggetta la struttura.

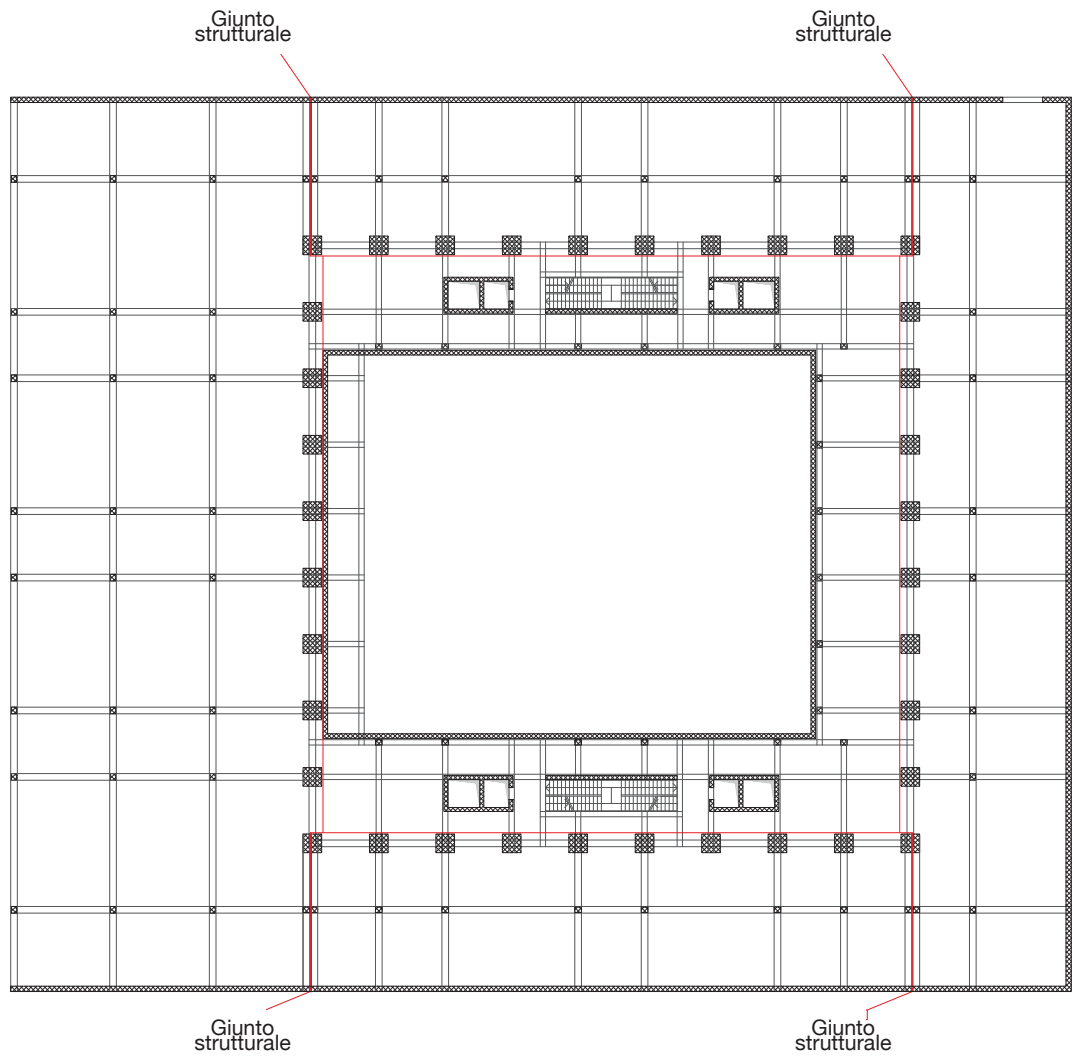


Fig. 60
Piscina per apnea
Pianta strutturale del basamento

4.2 ANALISI DEI CARICHI

Vengono proposti di seguito i prospetti contenenti le stratigrafie dei diversi solai e i carichi cui è sottoposta la struttura che sono stati utilizzati per i calcoli dimensionali.

S6_ Solaio di copertura (sp.30 cm)

Il solaio di copertura del basamento è realizzato con un solaio bidirezionale alleggerito tramite l'impiego di casseri *U-Boot*.

G1 | Peso proprio = 5,80 kN/m²

Solaio bidirezionale alleggerito (sp.45 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 2,95 kN/m²

Pavimento flottante in lastre di pietra (sp.5 cm)	1,36 kN/m ²
Barriera impermeabilizzante	0,03 kN/m ²
Massetto di pendenza (sp.8 cm)	0,32 kN/m ²
Massetto per la ripartizione dei carichi (sp.4 cm)	0,92 kN/m ²
Strato coibente (sp.10 cm)	0,14 kN/m ²
Barriera al vapore	0,03 kN/m ²
Controsoffitto compresa la sottostruttura metallica	0,15 kN/m ²

Q | Neve = 0,60 kN/m²

Q | Copertura calpestabile = 4,00 kN/m²

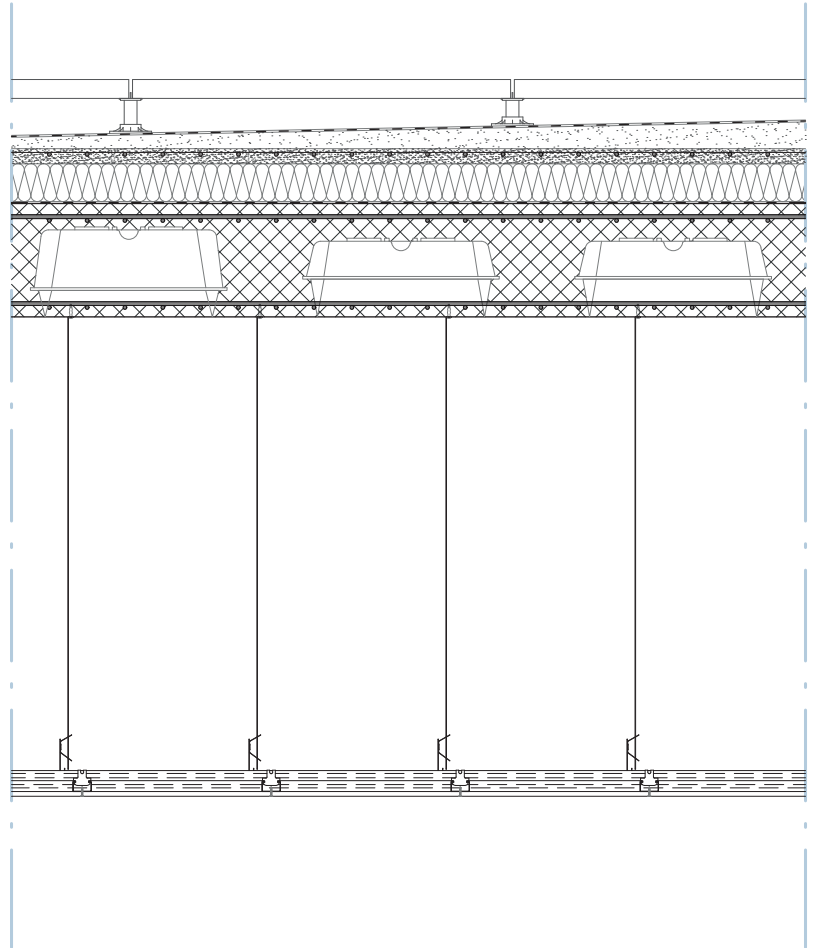


Fig. 61
*Pacchetto stratigrafico del
solaio di copertura del ba-
samento*

S7_Solaio di copertura con vasche esterne (sp.30 cm)

Il solaio di copertura, che prevede la presenza di vasche esterne, è realizzato con una soletta piena di spessore 30 cm.

G1 | Peso proprio = 7,80 kN/m²

Soletta piena in c.a. (sp.30 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 2,45 kN/m²

Acqua	0,20 kN/m ²
Rivestimento in Lapitec (sp.1,2 cm)	0,28 kN/m ²
Adesivo Mapei Elastorapid (sp.1 cm)	0,40 kN/m ²
Impermeabilizzante	0,028 kN/m ²
Impermeabilizzante	0,03 kN/m ²
Massetto cementizio	0,92 kN/m ²
Strato coibente	0,44 kN/m ²
Controsoffitto compresa la sottostruttura metallica	0,15 kN/m ²

Q | Ambienti suscettibili di affollamento = 4,00 kN/m²

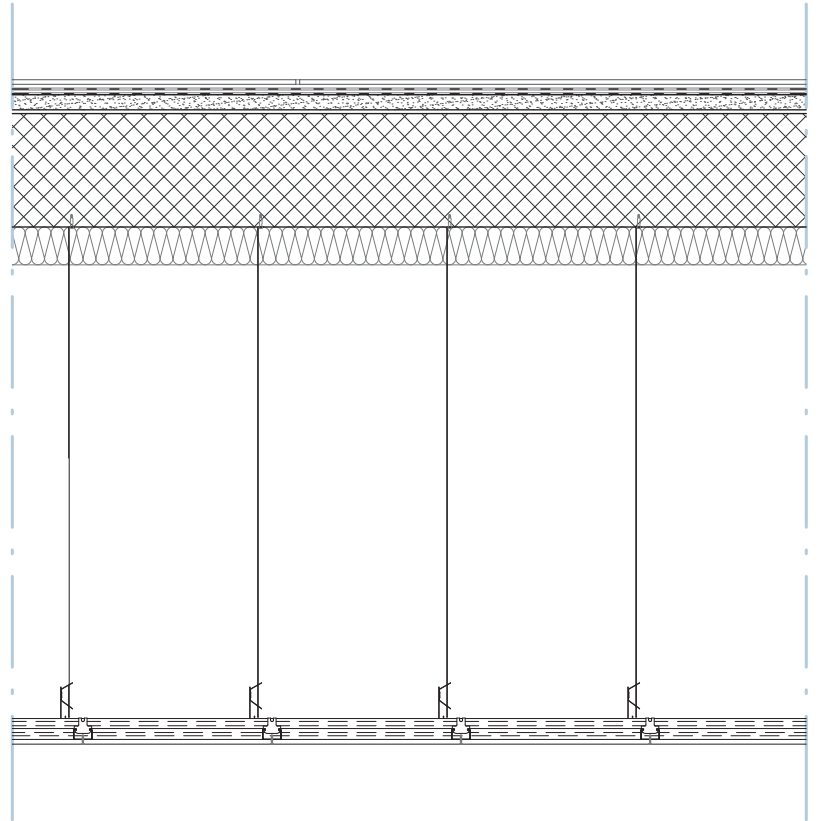


Fig. 62
*Pacchetto stratigrafico del
solaio di copertura con va-
sche esterne*

S8_Solaio di interpiano

Il solaio di interpiano è realizzato con una soletta piena di spessore 15 cm.

G1 | Peso proprio = 3,90 kN/m²

Soletta piena in c.a. (sp.15 cm)

G2 | Sovraccarichi permanenti = 2,05 kN/m²

0,10 kN/m²

Rivestimento in Lapitec (sp.1,2 cm)

0,75 kN/m²

Adesivo Mapei Elastorapid (sp.1 cm)

4,50 kN/m²

Impermeabilizzante

Massetto per la ripartizione dei carichi (sp.4 cm)

Strato coibente (sp.8 cm)

Massetto con integrazione impiantistica (sp.10 cm)

Controsoffitto compresa la sottostruttura metallica

Q | Ambienti suscettibili di affollamento = 5,00 kN/m²

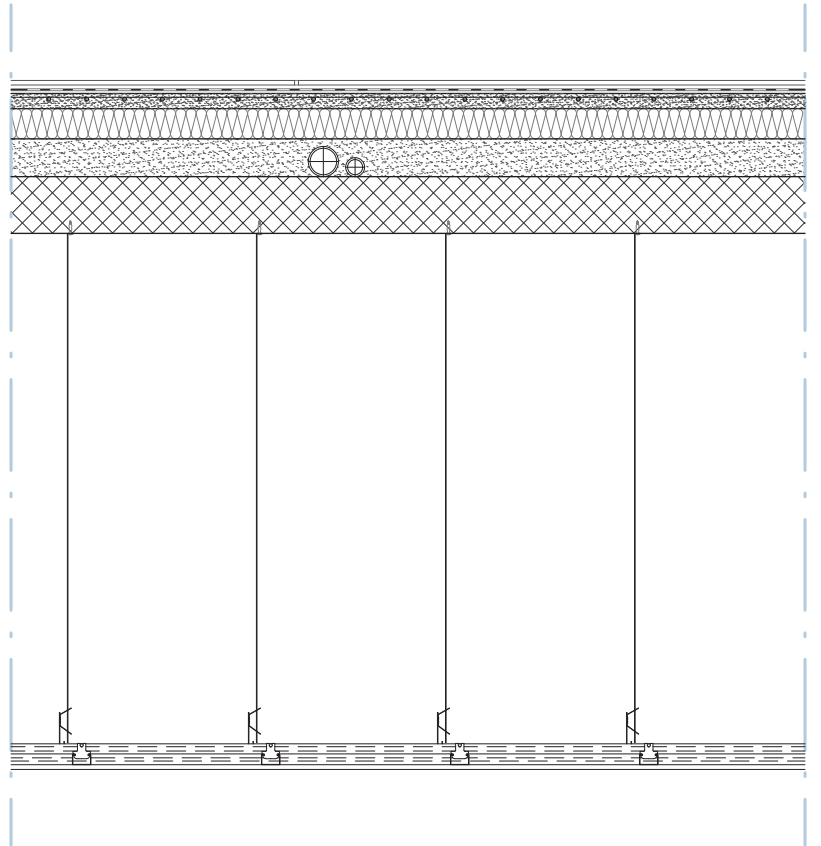
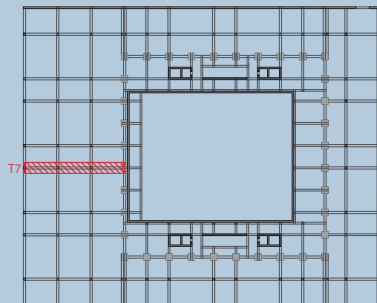


Fig. 63
*Pacchetto stratigrafico del
soffitto di interpiano*

4.3 PREDIMENSIONAMENTO DI TRAVI E PILASTRI

Dimensionamento trave (T7)



Lo schema della trave presa in esame è assimilabile a una trave su quattro appoggi che supporta un carico uniformemente distribuito.

La prima e la terza campata presentano un solaio bidirezionale con elementi alleggeriti *U-Boot* (S6). La seconda campata presenta un solaio a soletta piena in c.a. di spessore 30 cm (S7) per la presenza di una vasca esterna.

Dati e riepilogo carichi

Lunghezza trave	7,50 m
Luce d'influenza	7,50 m
Altezza solaio	30 cm

CAMPATA 1 E CAMPATA 3

G1	5,80 kN/m ²
G2	2,95 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{cop calpestabile}	4,00 kN/m ²

CAMPATA 2

G1	7,80 kN/m ²
G2	8,10 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{cop calpestabile}	4,00 kN/m ²

Combinazioni di carico

CAMPATA 1 E CAMPATA 3

q1 _{MAX} = q3 _{MAX}	134,74 kN/m
q1 _{MIN} = q3 _{MIN}	61,20 kN/m
q1 _{RARA} = q3 _{RARA}	95,63 kN/m

CAMPATA 2

q2 _{MAX}	212,20 kN/m
q2 _{MIN}	107,10 kN/m
q2 _{RARA}	149,30 kN/m

Momenti allo SLU

M _{max, neg, appoggi}	1045,19 kN*m
M _{max, pos, campata}	723,80 kN*m

Diagramma del taglio

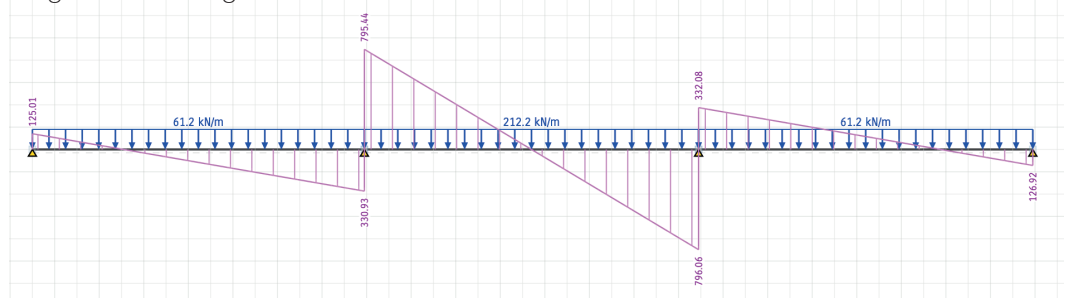


Diagramma del momento massimo negativo agli appoggi

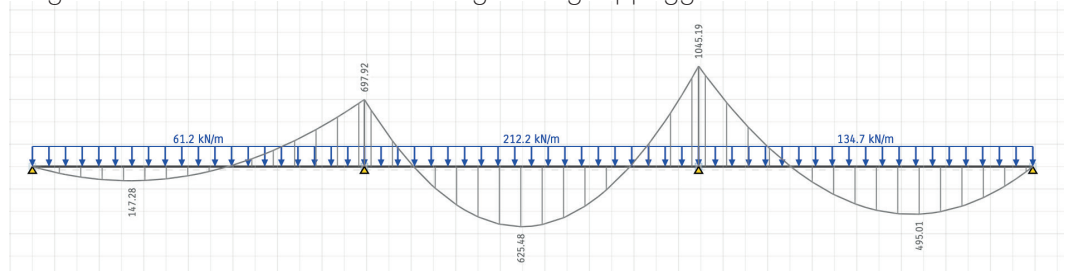


Diagramma del momento massimo positivo in campata

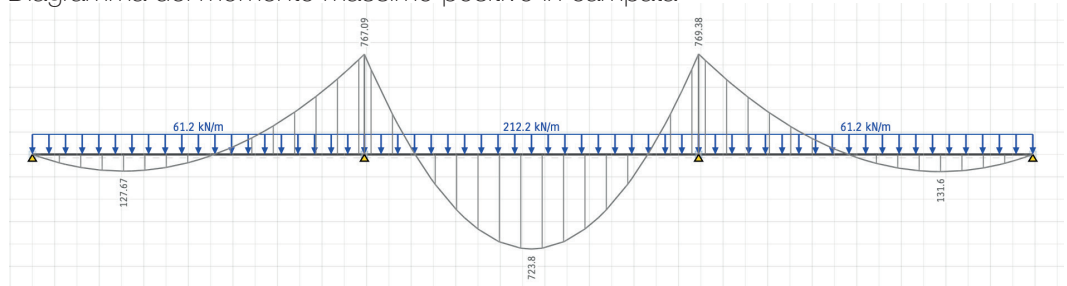


Fig. 64
Diagrammi ottenuti tramite il programma Strian

Progettazione della trave a taglio

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{yd} = 0,8 * f_{cd} * x * B$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4x) > M_{Ed, SLU}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base della trave:

$$B = 50 \text{ cm}$$

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 918,10 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 3672,40 \text{ mm}^2$$

Si sceglie una trave di sezione:

50 cm x 110 cm

Progettazione delle armature

Si scelgono tondini di diametro di 24mm

$$A_{1\varnothing24} = 452 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari superiormente:

$$n_{\varnothing24} = A_s / A_{1\varnothing24} = 3672,40 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 8,12$$

Pertanto, sono necessari:

10 tondini Ø24

che vengono disposti su due file.

$$A_{S,TOT} = 4520 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{interspazio} = \frac{B - 2d' - \varnothing_L * (n_{\varnothing24} - 1)}{(n_{\varnothing24} - 1)}$$

$$\text{interspazio} = 76 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

Calcolo del numero dei tondini necessario inferiormente:

$$A_s \geq 1/2 * A_s / A_{1\varnothing24} = 1/2 * 4520 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 5$$

Pertanto sono necessari:

5 tondini Ø24

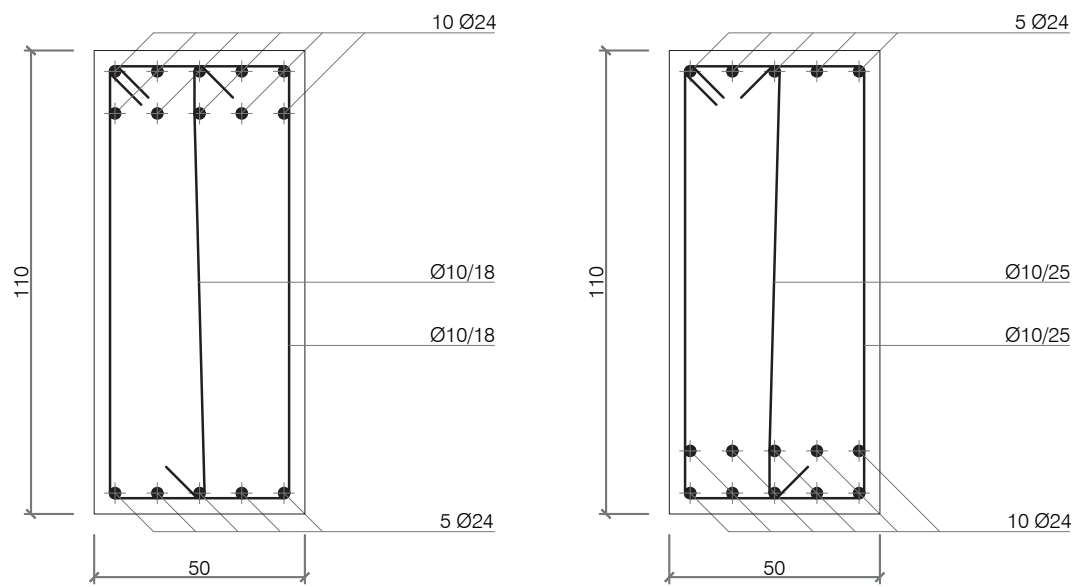


Fig. 65
Dettagli delle armature della trave

Verifica a SLE

$$M_{Ed, rara} = 690,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Imponendo il sistema:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{n(d-x)}$$

dove: $n = 15$

$$\sigma_s \cdot A_s = 1/2 \cdot \sigma_c \cdot B \cdot x$$

$$\sigma_s \cdot A_s \cdot (d - x/3) = M_{Ed}$$

Ne deriva che:

$$x = 389,50 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 8,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,10 \text{ MPa}$$

Si verifica che:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} \quad \rightarrow 186,10 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{cd} \quad \rightarrow 8,60 \text{ MPa} < 19,20 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

$$T_{max} = 796,06 \text{ kN}$$

Bisogna verificare che:

$$V_{Rcd} \geq V_{Ed, SLU, MAX}$$

$$0,45 \cdot d \cdot B \cdot f_{cd} \cdot 1/2 \geq 796,06 \text{ kN}$$

$$1937,64 \text{ kN} > 796,06 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

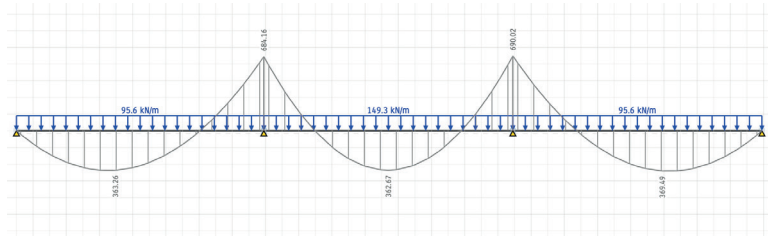


Fig. 66

Diagramma ottenuto tramite il programma Strian

Verifica armatura

Della trave T7, precedentemente dimensionata, si è sviluppata inoltre l'armatura trasversale, progettata seguendo le indicazioni contenute nei *capitoli 4 e 7* delle *NTC2018*.

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo, la normativa fornisce indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

La normativa al §7.2.2 distingue le strutture in base al loro comportamento strutturale in tre categorie. Si sceglie la **classe di duttilità media (CD“B”)**, a media capacità dissipativa.

La normativa impone un massimo di 37 cm tra i bracci, per cui sono necessari 3 bracci. Si impone $\varnothing_{ST} = 10 \text{ mm}$
 $A_{SW} = n^{\circ} \text{ bracci} * A_{ST} \varnothing 10 = 234 \text{ mm}^2$

Per il §4.1.2.3.5.2, la verifica di resistenza (SLU) si pone con:
 $V_{Rd} \geq V_{Ed,SLU,MAX}$

dove:

$$V_{Rd} = \frac{A_{SW} * 0,9 d * f_{yd}}{s} \geq V_{Ed,SLU,MAX}$$

da cui si ricava:

$$s \geq \frac{A_{SW} * 0,9 d * f_{yd}}{V_{Ed,SLU,MAX}} = 71,60 \text{ mm}$$

Le NTC2018 al §7.4.6.1.1 forniscono indicazioni in merito ai dettagli costruttivi da applicare alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di limitazioni geometriche e limitazioni di armatura. Nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

CD“A”	CD“B”
d/4	d/4
175 mm	225 mm
$6\varnothing_L$	$8\varnothing_L$
$24\varnothing_{ST}$	$24\varnothing_{ST}$

Per la classe di duttilità CD"B" si impone il sistema:

$$s_{\text{MIN}} \leq d/4 \quad 237,50 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MIN}} \leq 225 \text{ mm} \quad -$$

$$s_{\text{MIN}} \leq 8\varnothing_L \quad 192 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MIN}} \leq 24\varnothing_{\text{ST}} \quad 240 \text{ mm}$$

Essendo 192 mm il valore più restrittivo si impone $s_{\text{MIN}} = 180 \text{ mm}$

Al §4.1.6.1.1 la normativa impone che le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{\text{st}} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri.

$A_{\text{st}} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 2340 > 750$
Verifica soddisfatta

La normativa impone, inoltre, che sia rispettata la più stringente tra le seguenti prescrizioni:

$$s_{\text{MAX}} \leq (A_{\text{SW}} * 100) / (1,5 * B) \quad 312 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MAX}} \leq 0,8 * d \quad 840 \text{ mm}$$

$$s_{\text{MAX}} \leq 15\varnothing_L \quad 360 \text{ mm}$$

Essendo 312 mm il valore più restrittivo si impone $s_{\text{MAX}} = 250 \text{ mm}$

Calcolo della distribuzione delle staffe

A questo punto è possibile calcolare la distribuzione delle staffe lungo la trave. Le staffe a passo 180 mm dovranno estendersi per tutta la lunghezza dissipativa. Per la restante lunghezza il passo dovrà essere 250 mm.

La lunghezza della zona dissipativa per le travi, misurata a partire dalla faccia del nodo trave pilastro vale:

- 1,5 H per CD"A"
- 1 H per CD"B"

Nel caso preso in esame:

$$L_{\text{DISSIPATIVA}} = 1 * H = 110 \text{ cm}$$

Si ricava il valore del taglio al limite della zona dissipativa relativo al primo appoggio.

$$V_{\text{RSd}} (s = 250 \text{ mm}) = \frac{A_{\text{SW}}}{s} * 0,9 d * f_{\text{yd}}$$

$$V_{\text{RSd}} (s = 250 \text{ mm}) = 313,15 \text{ kN}$$

$$-1208,04 \text{ kN} \leq V_{\text{RSd}} \leq 313,15 \text{ kN}$$

$$-346,10 \text{ kN} \leq V_{\text{RSd}} \leq 313,15 \text{ kN}$$

Si calcola s nel punto di nullo del taglio.
 $s = 3,80 \text{ m}$

Per calcolare la lunghezza dissipativa si impone:
 $796,06 \text{ kN} : 3,80 \text{ m} = 313,15 \text{ kN} : x$
 Si ottiene:
 $x = 1,45 \text{ m}$

$$L_{\text{DISS,DX}} \geq (3,70 \text{ m} - 1,45 \text{ m}) - L_{\text{PIL}}/2 = 2,05 \text{ m}$$

$$L_{\text{DISS,SX}} \geq (3,80 \text{ m} - 1,45 \text{ m}) - L_{\text{PIL}}/2 = 2,15 \text{ m}$$

Si calcola il numero di staffe necessarie per la lunghezza dissipativa.
 Per $s_{\text{MIN}} = 18 \text{ cm}$

A destra:

$$\frac{205 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 11,10$$

Quindi sono necessarie almeno **12 staffe Ø10.**

A sinistra:

$$\frac{215 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 11,60$$

Quindi sono necessarie almeno 12 staffe Ø10.

Si calcola il numero di staffe necessarie al centro della trave.

Per $s_{\text{MAX}} = 25 \text{ cm}$

$$\frac{750 \text{ cm} - 215 \text{ cm} - 205 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 13,20$$

Quindi sono necessarie almeno **14 staffe Ø10.**

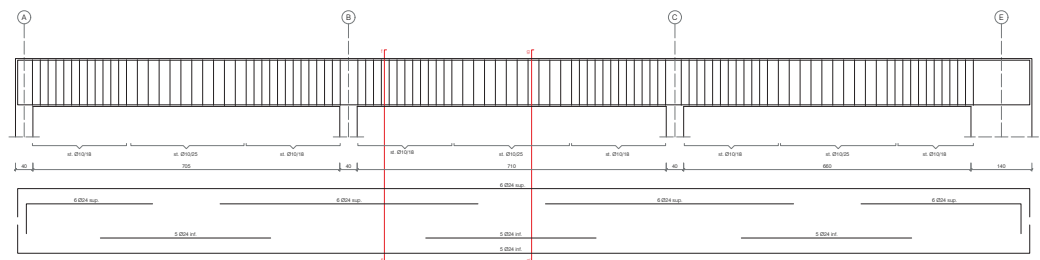
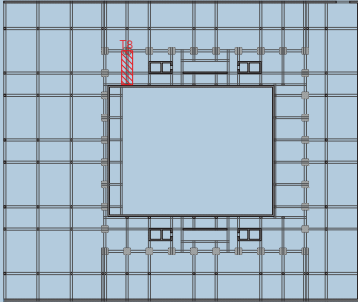


Fig. 67
 Dettaglio delle armature della trave

Dimensionamento trave (T8)



Lo schema della trave del basamento presa in esame è assimilabile a una trave su due appoggi che supporta un carico uniformemente distribuito.

Ai fini della progettazione si è tenuto conto anche della presenza dei due pilastri.

Dati e riepilogo carichi

Lunghezza trave	3,345 m
Lunghezza d'influenza	5 m
Spessore solaio	15 cm
G1	3,90 kN/m ²
G2	2,05 kN/m ²
Q _{neve}	0,60 kN/m ²
Q _{affollamento}	5,00 kN/m ²

Combinazioni di carico

q _{MAX}	78,23 kN/m
q _{MIN}	27,70 kN/m
q _{RARA}	54,75 kN/m

Combinazioni di carico

M _{max, neg, appoggi}	220,39 kN*m
M _{max, pos, campata}	231,78 kN*m

Reazioni vincolari

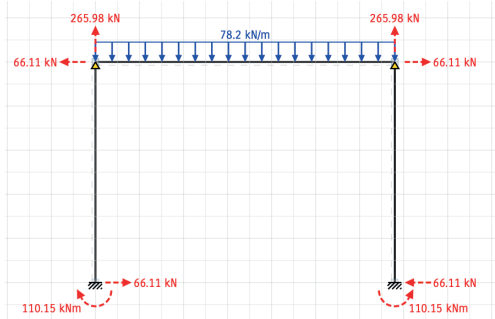


Diagramma del momento

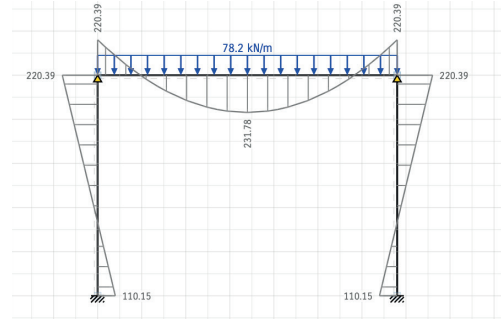
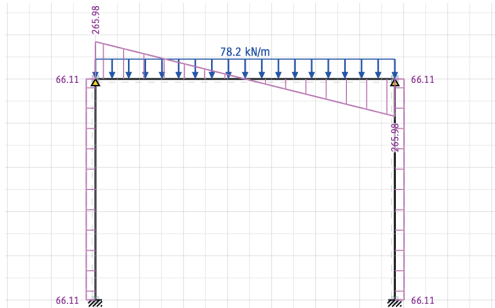


Diagramma del taglio



Deformata

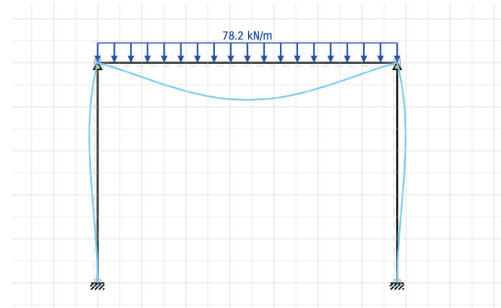


Fig. 68

Diagrammi ottenuti tramite il programma Strian

Progettazione della trave a taglio

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{yd} = 0,8 * f_{cd} * x * B$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4x) > M_{Ed, SLU}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base della trave:

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

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 411,20 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 1523,12 \text{ mm}^2$$

Si sceglie una trave di sezione:

40 cm x 65 cm

Progettazione delle armature

Si scelgono tondini di diametro di 24mm

$$A_{1\varnothing24} = 452 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari superiormente:

$$n_{\varnothing24} = A_s / A_{1\varnothing24} = 1523,12 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 3,60$$

Pertanto, sono necessari:

5 tondini Ø24

che vengono disposti su due file.

$$A_{S,TOT} = 2260 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{interspazio} = \frac{B - 2d' - \varnothing_L * (n_{\varnothing24} - 1)}{(n_{\varnothing24} - 1)}$$

$$\text{interspazio} = 51 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

Calcolo del numero dei tondini necessario inferiormente:

$$A_s \geq 1/2 * A_s / A_{1\varnothing24} = 1/2 * 2260 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 2,5$$

Pertanto sono necessari:

3 tondini Ø24

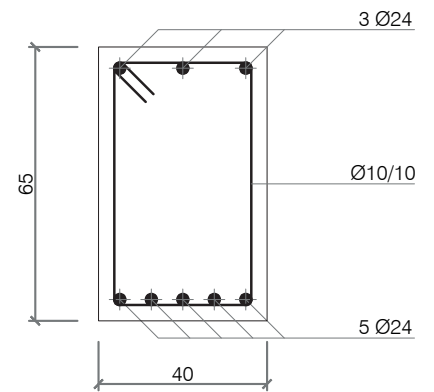
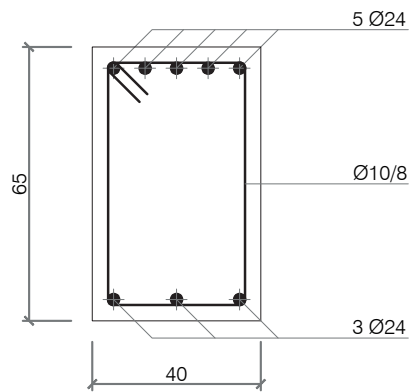


Fig. 69
Dettagli delle armature della
trave

Verifica a SLE

$$M_{Ed, rara} = 154,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Imponendo il sistema:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{n(d-x)}$$

dove: $n = 15$

$$\sigma_s \cdot A_s = 1/2 \cdot \sigma_c \cdot B \cdot x$$

$$\sigma_s \cdot A_s \cdot (d - x/3) = M_{Ed}$$

Ne deriva che:

$$x = 246 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 6,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 131,75 \text{ MPa}$$

Si verifica che:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} \quad \rightarrow 131,75 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{cd} \quad \rightarrow 6,05 \text{ MPa} < 19,20 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

$$T_{max} = 265,98 \text{ kN}$$

Bisogna verificare che:

$$V_{Rcd} \geq V_{Ed, SLU, MAX}$$

$$0,45 \cdot d \cdot B \cdot f_{cd} \cdot 1/2 \geq 265,98 \text{ kN}$$

$$979,02 \text{ kN} > 265,98 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

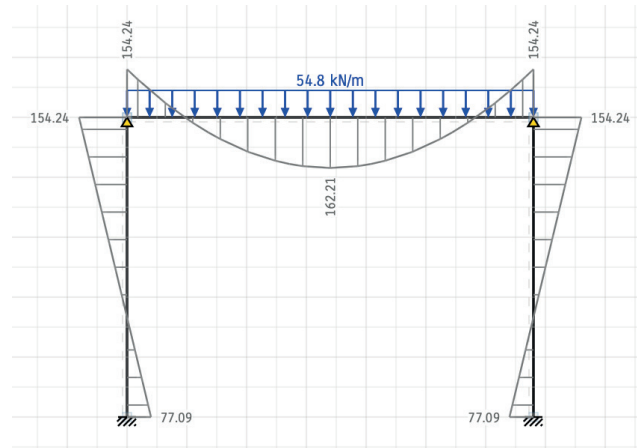


Fig. 70

Diagramma ottenuto tramite
il programma Strian

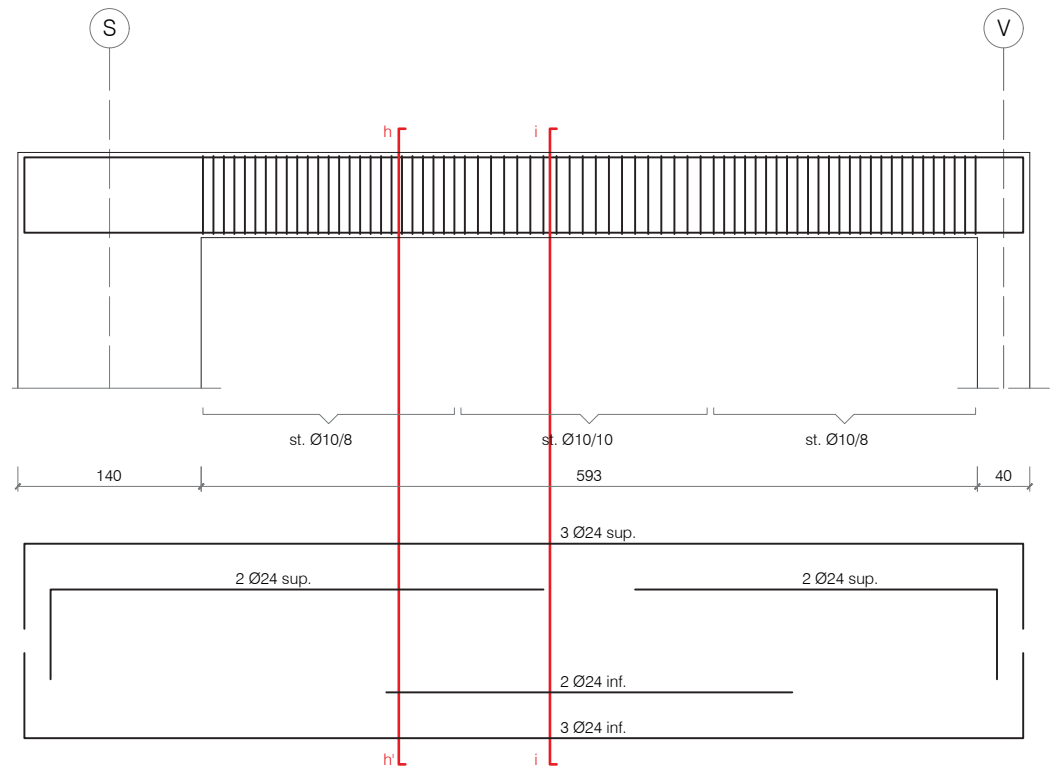
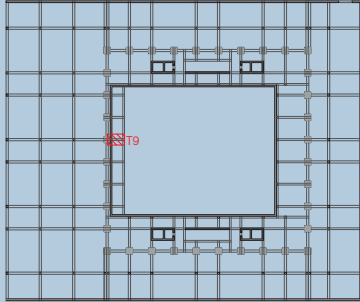


Fig. 71
Dettaglio delle armature della trave



Lo schema della trave presa in esame è assimilabile a una trave a sbalzo che supporta un carico uniformemente distribuito.

Ai fini della progettazione si è tenuto conto anche della presenza del pilastro.

Dimensionamento trave (T9)

Dati e riepilogo carichi

Lunghezza trave	3,70 m
Lunghezza d'influenza	5 m
Spessore solaio	15 cm
G1	3,90 kN/m ²
G2	2,05 kN/m ²
Q _{affollamento}	5,00 kN/m ²

Combinazioni di carico

q _{MAX}	78,23 kN/m
q _{MIN}	27,70 kN/m
q _{RARA}	54,75 kN/m

Momenti allo SLU

M _{max, neg, appoggi}	575,48 kN*m
M _{max, pos, campata}	289,45 kN*m

Reazioni vincolari

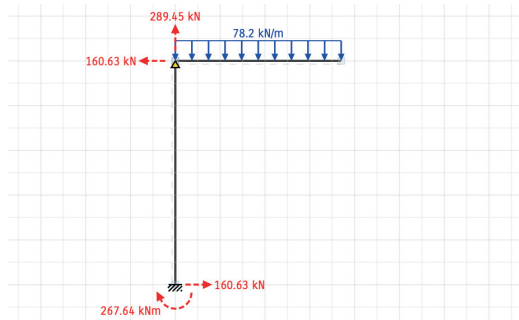


Diagramma del momento

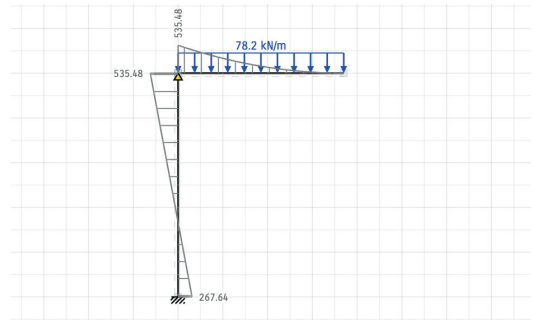
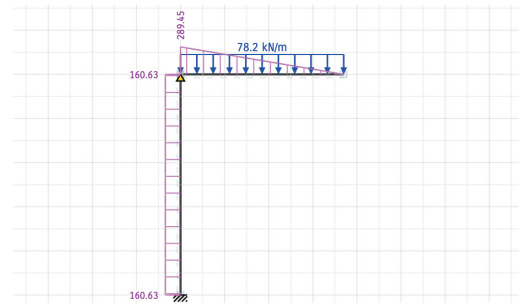


Diagramma del taglio



Deformata

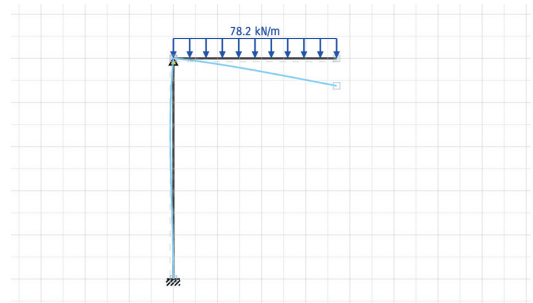


Fig. 72

Diagrammi ottenuti tramite il programma Strian

Progettazione della trave a taglio

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{yd} = 0,8 * f_{cd} * x * B$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4x) > M_{Ed, SLU}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base della trave:

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

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 664,50 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 2461,24 \text{ mm}^2$$

Si sceglie una trave di sezione:

$$40 \text{ cm} \times 85 \text{ cm}$$

Progettazione delle armature

Si scelgono tondini di diametro di 24 mm

$$A_{1\varnothing24} = 452 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari superiormente:

$$n_{\varnothing24} = A_s / A_{1\varnothing24} =$$

$$= 2461,24 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 5,40$$

Pertanto, sono necessari:

6 tondini Ø24

$$A_{S,TOT} = 2712 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{interspazio} = \frac{B - 2d' - \varnothing_L * (n_{\varnothing24} - 1)}{(n_{\varnothing24} - 1)}$$

$$\text{interspazio} = 36 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

Calcolo del numero dei tondini necessario inferiormente:

$$A_s \geq 1/2 * A_s / A_{1\varnothing24} = 1/2 * 2712 \text{ mm}^2 / 452 \text{ mm}^2 = 3$$

Pertanto sono necessari:

4 tondini Ø24

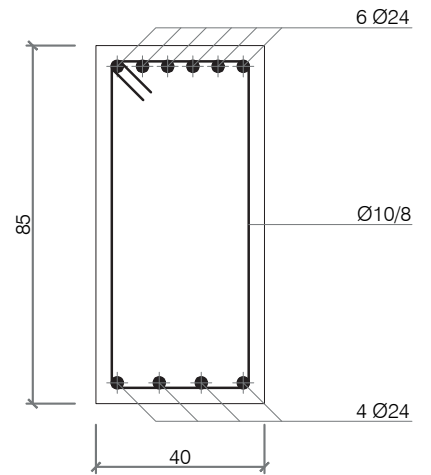


Fig. 73
Dettaglio delle armature della trave

Verifica a SLE

$$M_{Ed, rara} = 154,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Imponendo il sistema:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{n(d-x)}$$

dove: $n = 15$

$$\sigma_s \cdot A_s = 1/2 \cdot \sigma_c \cdot B \cdot x$$

$$\sigma_s \cdot A_s \cdot (d - x/3) = M_{Ed}$$

Ne deriva che:

$$x = 328 \text{ mm}$$

$$\sigma_c = 6,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

Si verifica che:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} \quad \text{--> } 200 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{cd} \quad \text{--> } 8,26 \text{ MPa} < 19,20 \text{ MPa}$$

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

$$T_{max} = 289,45 \text{ kN}$$

Bisogna verificare che:

$$V_{Rcd} \geq V_{Ed, SLU, MAX}$$

$$0,45 \cdot d \cdot B \cdot f_{cd} \cdot 1/2 \geq 289,45 \text{ kN}$$

$$1305,36 \text{ kN} > 289,45 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

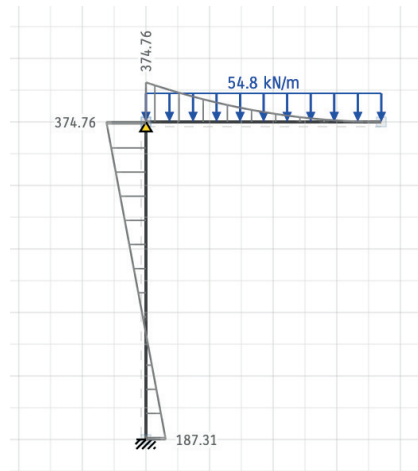


Fig. 74

Diagramma ottenuto tramite
il programma Strian

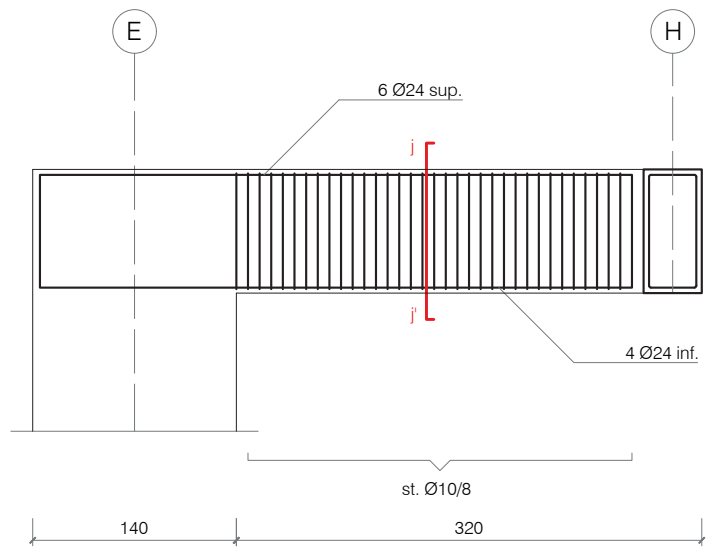
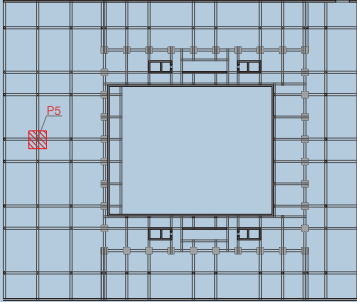


Fig. 75
Dettaglio delle armature della trave

Dimensionamento pilastro (P5)



I pilastri sono stati dimensionati a snellezza e resistenza e verificati a compressione considerando la combinazione di carico peggiore.

Il pilastro non è dimensionato a sisma in quanto i setti controterra assorbono tutte le sollecitazioni.

Dati e riepilogo carichi

Materiale	C32/40
Area di influenza	56,25 m ²
Altezza pilastro	5,00 m
G1 (1)	5,80 kN/m ²
G2 (1)	2,95 kN/m ²
Q _{neve} (1)	0,60 kN/m ²
Q _{affollamento} (1)	4 kN/m ²
G1 (2)	7,80 kN/m ²
G2 (2)	8,10 kN/m ²
Q _{neve} (2)	0,60 kN/m ²
Q _{affollamento} (2)	4 kN/m ²
PESO TRAVI	107,25 kN
N _{Ed,SLU}	1408,25 kN

Progettazione a snellezza

$$L \geq \sqrt[4]{\frac{\beta^* 12^* H^2^* N_{Ed,SLU}}{625^* f_{cd}}} = 439,43 \text{ mm}$$

Progettazione a resistenza

$$A_c = \frac{N_{Ed,SLU}}{\sigma_c} = 119500,20 \text{ mm}^2$$

$$L = \sqrt{A_c} = 345,60 \text{ mm}$$

Si sceglie un **pilastro di dimensioni**
40 cm x 50 cm

Progettazione a snellezza

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed,SLU,MAX}}{A_{PIL}} = 7,17 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} \leq 0,65$$

Verifica soddisfatta

Verifica armature longitudinali

Del pilastro P5, precedentemente dimensionato, si è sviluppata inoltre l'armatura trasversale, progettata seguendo le indicazioni contenute nei capitoli 4 e 7 delle *NTC2018*.

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo, la normativa fornisce indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

La normativa al §4.1.6.1.2 prescrive che nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c$$
$$A_{s,min} = 2000 \text{ mm}^2$$

Si scelgono tondini di diametro di 16 mm

$$A_{1\emptyset 16} = 201 \text{ mm}^2$$

Calcolo del numero dei tondini necessari:

$$n_{\emptyset 16} = A_s / A_{1\emptyset 16}$$

$$n_{\emptyset 16} = 2000 \text{ mm}^2 / 201 \text{ mm}^2 = 9,95$$

Pertanto, sono necessari:

12 tondini Ø16

$$A_{s,TOT} = 2412 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'interspazio:

$$\text{Interspazio} = \frac{B - 2d' - \emptyset_L * (n_{\emptyset 16} - 1)}{(n_{\emptyset 16} - 1)}$$

$$\text{Interspazio} = 121,33 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Verifica soddisfatta

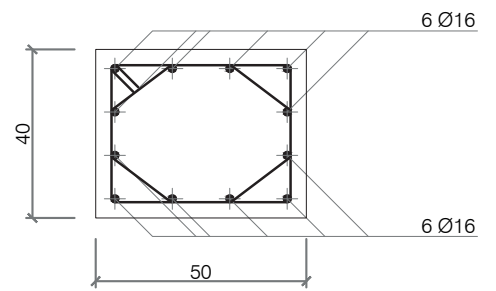


Fig. 76

*Dettaglio delle armature del
pilastro*

Verifica armature trasversali

Le *NTC2018* al §7.4.6.2.2 forniscono indicazioni in merito ai dettagli costruttivi da applicare alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di limitazioni geometriche e limitazioni di armatura.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

- $\max [6 \text{ mm}; (0,4 * d_{bl, \max} * \sqrt{f_{yd, I} / f_{yd, st}})]$ per CD "A";
- 6 mm per CD "B", dove $d_{bl, \max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali.

Si considerano staffe $\emptyset 10$

n° staffe: 2 $\emptyset 10$

$$A_{sw} = 2 * A_{\emptyset 10} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

CD "A"	CD "B"
$1/3 L_{\text{MIN}}$	$1/2 L_{\text{MIN}}$
12,5 cm	17,5 cm
$6 \emptyset_L$	$8 \emptyset_L$

Si sceglie la **classe di duttilità media (CD "B")**, a media capacità dissipativa.

$$\begin{aligned} s &\leq 1/2 L_{\text{MIN}} && 20 \text{ cm} \\ s &\leq 17,5 \text{ cm} && 17,50 \text{ cm} \\ s &\leq 8 \emptyset_L && 12,80 \text{ cm} \end{aligned}$$

Essendo 12,80 cm il valore più restrittivo si impone **s = 10 cm**

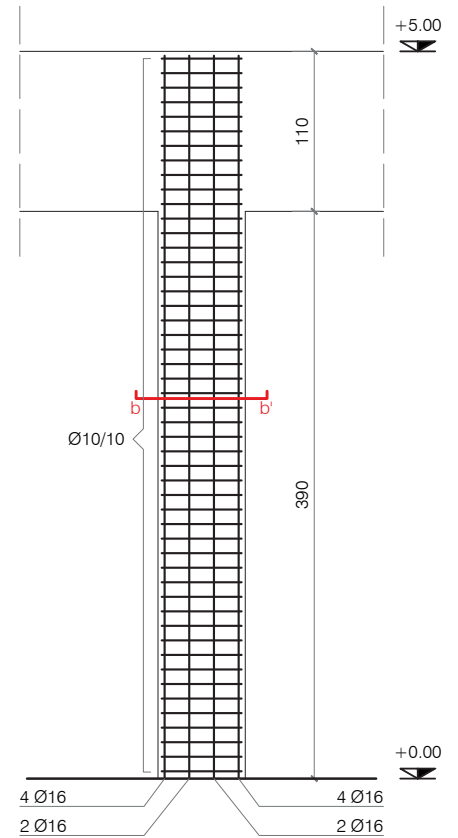


Fig. 77
*Dettaglio delle armature del
 pilastro*

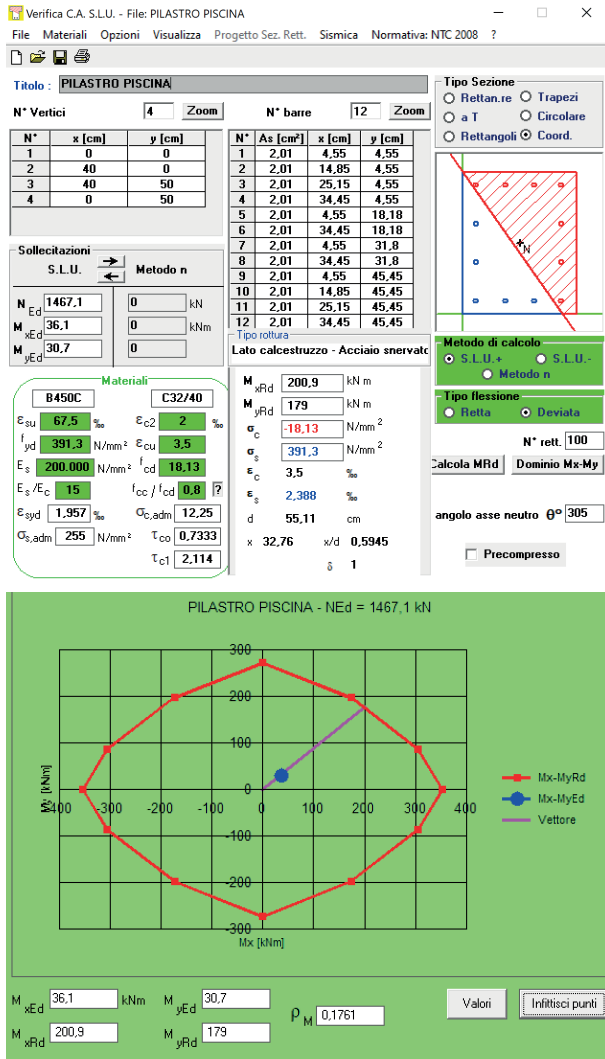


Fig. 78
Verifiche ottenute tramite l'utilizzo del software VCA SLU

Verifica Sismica Pilastri - File: PILASTRO PISCINA - verifica armatura
 File Normativa: NTC 2008 - CD'B* ?

Titolo: **PILASTRO PISCINA**

Tipo Sezione: Pilastro Pilastro mensola Setto
 Tipo Pilastro: Rettan.re Circolare

Materiali:

Pilastro Rettangolare

Dati comuni alle due sezioni: **Sez. Inferiore** | Sez. Superiore

H interpiano: [cm] | Diam. barre:
 Base b: [cm] | Nb:
 Altezza h: [cm] | Nh: | ρ :
 H critica: [cm] | Definisci Staffe
 Copriferro: [cm] | Copia Sezione Superiore

Sollecitazioni (kN, m):
 N_{Ed}:
 M_{xInf}: | M_{yInf}:
 M_{xSup}: | M_{ySup}:

Risultati:
 P_{M,Inf}: | P_{M,Sup}:
 V_{xEd}: | V_{yEd}:
 V_{xRd}: | V_{yRd}:

SEZIONE INFERIORE

OK prescrizioni

Tipo Sezione: Pilastro Pilastro mensola Setto
 Tipo Pilastro: Rettan.re Circolare

Materiali:

Staffe nella Sezione Inferiore del Pilastro

Agg. Esterna	Agg. Interna	Agg. Generica	Elimina
N	4	V1	V2
1	10	1	4
2	10	2	3

Zona critica
 Passo: cm | ω_{wd} : | ω_{st} : | Dir X
 Zona centrale
 Passo: cm | ω_{wd} : | ω_{st} : | Dir Y
 Passo: cm | ω_{wd} : | ω_{st} : | Dir Y

SEZIONE INFERIORE

OK prescrizioni

Fig. 79
 Verifiche ottenute tramite l'utilizzo del software VCA SLU

Dimensionamento del muro di contenimento della vasca

La progettazione strutturale del muro della piscina è stata risolta facendo funzionare il muro di contenimento della vasca in maniera indipendente dalla struttura del restante edificio. È stato necessario dimensionarlo in relazione alla variazione di altezza. Infatti, essendo una piscina per apnea, progettata a gradoni, si articola in tre altezze diverse: 5,00 m, 10,00 m, 15,00 m. Per il dimensionamento, si sono valutati due casi:

- **Caso A:** funzionamento del muro come una mensola, incastrata a terra e libera in testa, su cui agisce la forza idrostatica;
- **Caso B:** funzionamento del muro come una trave su due appoggi, incernierata agli estremi e soggetta a forza idrostatica.

Per entrambi in casi, si è proceduto al calcolo del momento e si è valutato il momento minore, corrispondente al funzionamento migliore.

A seguito di questa valutazione, si è considerato il Caso A.

CASO A

1. Altezza muro: 15,00 m (M5)

Si calcola la forza idrostatica prendendo in considerazione 1 m di muro:

$$F = \frac{(\gamma * H * H)}{2} * 1 \text{ m} = 1125 \text{ kN}$$

Si calcola il momento allo SLU, sapendo che il coefficiente per la spinta acqua è pari a 1,5:

$$M_{\text{SLU}} = \frac{(F * H)}{3} * 1,5 = 8437,5 \text{ kN*m}$$

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{\text{cd}}$$

$$\sigma_s = f_{\text{yd}}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{\text{Rd}} = A_s * f_{\text{yd}} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{\text{yd}} = 0,8 * f_{\text{cd}} * x * B$$

$$M_{\text{Rd}} = A_s * f_{\text{yd}} * (d - 0,4x) > M_{\text{Ed, SLU}}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base:

$$\mathbf{B = 100 \text{ cm}}$$

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 1547,8 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 15478 \text{ mm}^2$$

Quindi:

$$d = 160 \text{ cm}$$

Spessore muro = 165 cm

2. Altezza muro: 10,00 m (M4)

Si calcola la forza idrostatica prendendo in considerazione 1m di muro:

$$F = \frac{\gamma * H * H}{2} * 1\text{m} = 500 \text{ kN}$$

Si calcola il momento allo SLU, sapendo che il coefficiente per la spinta acqua è pari a 1,5:

$$M_{SLU} = \frac{(F * H)}{3} * 1,5 = 2500 \text{ kN*m}$$

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{cd}$$

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{yd} = 0,8 * f_{cd} * x * B$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4x) > M_{Ed, SLU}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base:

$$\mathbf{B = 100 \text{ cm}}$$

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{ST}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 842,5 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 8425,1 \text{ mm}^2$$

Quindi:

$$d = 85 \text{ cm}$$

Spessore muro = 90 cm

3. Altezza muro: 5,00 m (M3)

Si calcola la forza idrostatica prendendo in considerazione 1 m di muro:

$$F = \frac{\gamma * H * H}{2} * 1 \text{ m} = 125 \text{ kN}$$

Si calcola il momento allo SLU, sapendo che il coefficiente per la spinta acqua è pari a 1,5:

$$M_{\text{SLU}} = \frac{(F * H)}{3} * 1,5 = 312,5 \text{ kN*m}$$

Sapendo che:

$$x = 0,25 d$$

$$\sigma_c = f_{\text{cd}}$$

$$\sigma_s = f_{\text{yd}}$$

$$\varepsilon = 0,0035$$

$$M_{\text{Rd}} = A_s * f_{\text{yd}} * 0,9 d$$

Imponendo il sistema:

$$A_s * f_{\text{yd}} = 0,8 * f_{\text{cd}} * x * B$$

$$M_{\text{Rd}} = A_s * f_{\text{yd}} * (d - 0,4x) > M_{\text{Ed, SLU}}$$

$$x/d = 0,25$$

Ipotizzando la base:

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

E sapendo che:

$$H = d + d'$$

$$d' = c + 1/2\varnothing_L + \varnothing_{\text{ST}}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$d \geq 297,8 \text{ mm}$$

$$A_s \geq 2978,7 \text{ mm}^2$$

Quindi:

$$d = 30 \text{ cm}$$

Spessore muro = 35 cm

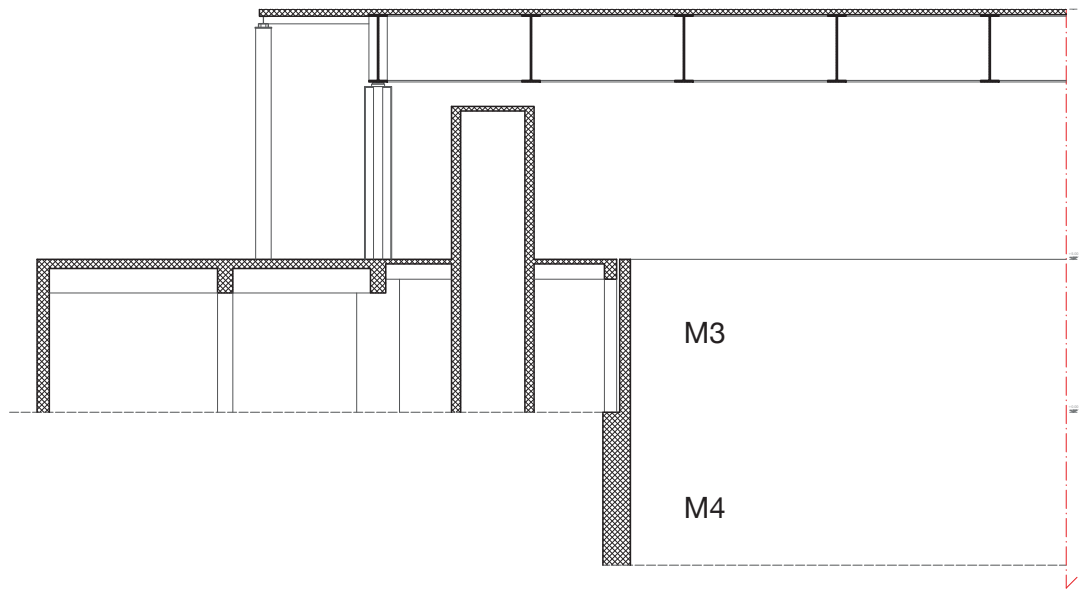


Fig. 80
Piscina per apnea
Sezione strutturale

4.4 MODELLAZIONE MIDAS GEN

Il processo di modellazione e di verifica tramite il software *MIDAS GEN* ha seguito lo stesso procedimento utilizzato per il palazzetto dello sport. Anche in questo caso è stata effettuata la modellazione 3D del basamento andando ad applicare ad ogni tipologia di elemento la relativa sezione e il materiale.

Materiali

Come materiale da costruzione è stato scelto il **C32/40** per travi, pilastri e setti. Per ciò che concerne la modellazione dei solai, questa è stata realizzata mediante il comando *Automesh*. Per i solai di interpiano, a soletta piena, è stato impostato il materiale C32/40, mentre per i solai del basamento è stato impostato un nuovo materiale in quanto solai alleggeriti con elementi *U-Boot*.

Vincoli

I pilastri e i setti sono stati incastrati a terra mediante il comando *Supports*.

Carichi

Dopo aver definito i vincoli si è proceduto inserendo i carichi. Per i carichi permanenti è stato utilizzato il comando *Load, Pressure Loads*, impostando *Global Z*. Sono stati impostati i diversi carichi e nello specifico si sono differenziati i diversi solai effettuando per ognuno diverse mesh:

- solaio di copertura;
- solaio di copertura con vasche;
- solaio di interpiano.

Per quanto riguarda la stima delle azioni sismiche e le combinazioni dei carichi il processo ha seguito lo stesso procedimento utilizzato per il Palazzetto dello Sport.

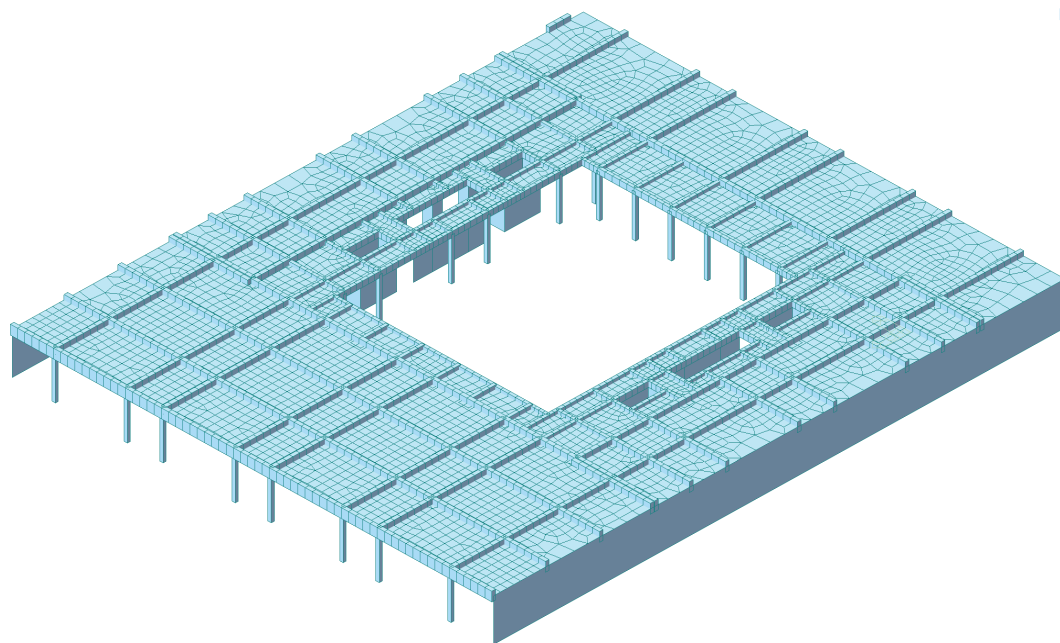


Fig. 81

Modello tridimensionale realizzato tramite il software MIDAS GEN

Diagrammi delle travi

Per le travi precedentemente dimensionate in modo analitico, si riportano i grafici estratti da *MIDAS GEN* al fine di poter confrontare i valori con quelli utilizzati nell'ambito del dimensionamento. Si osserva un andamento di taglio e momento analogo e valori prossimi a quelli precedentemente calcolati tramite il programma *Strian*.

Trave su quattro appoggi (T7)

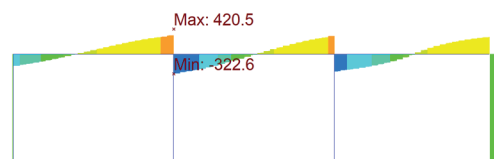


Diagramma del taglio

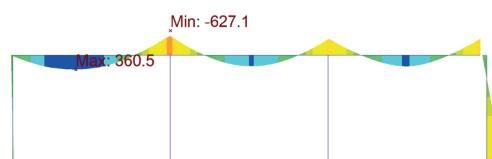


Diagramma del momento

Trave su due appoggi (T8)

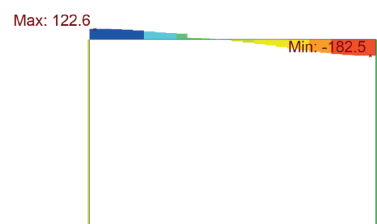


Diagramma del taglio

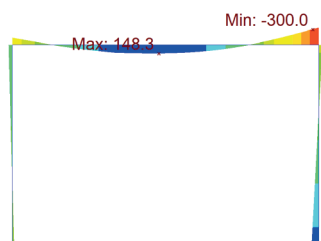


Diagramma del momento

Fig. 84
Diagrammi ottenuti tramite il software *MIDAS GEN*

Armature

Per una verifica delle armature di travi e pilastri, sono state inserite quelle precedentemente dimensionate analiticamente tramite il comando *Modify Beam Rebar Data*. Le armature longitudinali sono risultate verificate, mentre per le armature trasversali si è proceduto a progettarle mediante il software.

Modify Beam Rebar Data

Create Sub Section

S...	Name	Bar
5	Trave 40x65	In
9	Trave 50x110	In
9-2	Trave 50x110	In
10	Trave 40x85	In

Element List :
92599to92674 92676to92679 92689to

Beam Property:

All Section Both End & Center Each End & Center

Rebar		End(I)	Center	End(J)
m a i n	Top	1	5 P24	5 P24
		2	5 P24	0 P24
	Bot	2	0 P24	5 P24
		1	5 P24	5 P24
Stirrup	P10	3 @ 180	3 @ 250	3 @ 180
Skin		0	0	0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 0.0545 , 0.0545 m

Detail Figure

Modify Beam Rebar Data

Create Sub Section

S...	Name	Bar
5	Trave 40x65	In
9	Trave 50x110	In
9-2	Trave 50x110	In
10	Trave 40x85	In

Element List :
92909to92914 137629to137640 1376

Beam Property:

All Section Both End & Center Each End & Center

Rebar		End(I)	Center	End(J)
m a i n	Top	1	6 P24	6 P24
		2	0 P24	0 P24
	Bot	2	0 P24	0 P24
		1	4 P24	4 P24
Stirrup	P10	2 @ 80	2 @ 80	2 @ 80
Skin		0	0	0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 0.0505 , 0.0505 m

Detail Figure

Fig. 85
Estratto del software MIDAS
GEN

Modify Beam Rebar Data

Create Sub Section

S...	Name	Bar
5	Trave 40x65	In
9	Trave 50x110	In
9-2	Trave 50x110	In
10	Trave 40x85	In

Element List :
92762to92791 92793to92796 92798

All Section Both End & Center Each End & Center

Rebar		End(I)		Center		End(J)					
m	Top	1	5	P24	3	P24	5	P24			
		2	0	P24	0	P24	0	P24			
n	Bot	2	0	P24	0	P24	0	P24			
		1	3	P24	5	P24	3	P24			
Stirrup		P10	2	@	80	2	@	100	2	@	80
Skin					0				0		

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 0.0545 , 0.0545 m

Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

Modify Column Rebar Data

Create Sub Section

S...	Name	Bar
6	Pilastro 140x140	In
8	Pilastro 50x40	In

Element List :
950to997 14797to14803 14805to1481

Rebar		Data				
Main	Numbers	12	P16			
	Rows	4	P16			
	Corner	<input type="checkbox"/>	P16			
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2	P10	@	60
		z	2			
	Center(M)	y	2	P10	@	100
		z	2			

Concrete Face to Center of Rebar(do) : 0.0475 m

Type of Hoop Rebar : Ties Spirals

Detail Figure

End(I & J)

Center(M)

Fig. 86
Estratto del software MIDAS
GEN

Modify Column Rebar Data

S...	Name	Bar
6	Pilastro 140x140	In
8	Pilastro 50x40	In

Create Sub Section

Element List :
913 914 917 923to940 942to944 946

Rebar		Data			
Main	Numbers	40	P20		
	Rows	11			
	Corner	<input type="checkbox"/>	P20		
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2	P10	@ 60
		z	2		
	Center(M)	y	2	P10	@ 60
		z	2		

Concrete Face to Center of Rebar(do) : 0.0762 m

Type of Hoop Rebar : Ties Spirals

Detail Figure

End(I & J)

Center(M)

Modify Wall Rebar Data

Wall ...	Wall ...	Start...	End ...	Bar
1		1F	Roof	In
2		1F	Roof	In
3		1F	Roof	In
4		1F	Roof	In
6		1F	Roof	-

Create Sub Wall ID

Story : 1F ~ Roof

Rebar		Data		
Vertical		P16	@	100
Horizontal		P16	@	250
<input checked="" type="checkbox"/> End	2		@	0
BE Horizontal		P10	@	200

Boundary Element Length 0 m

Concrete Face to Center of Rebar(dw, de) : 0.0475 , 0.0475

Use Model Thickness 0.000 m

Fig. 87
Estratto del software MIDAS
GEN

Concrete check

Si è proceduto quindi ad effettuare il concrete check tramite il comando *Perform Batch Design* di tutti gli elementi, impostando i seguenti parametri:

- design Code: Eurocode2:04;
- national annex: Italy;
- apply NTC2018.

Le sezioni e le armature di travi, pilastri e setti sono risultate verificate. Nello specifico, travi e pilastri sono risultati verificati sia a *Strength*, sia a *Serviceability*.

Si allegano in appendice i grafici ottenuti tramite il software per ciascun profilo.

Eurocode2:04 RC-Column Chec... — □ ×

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by Member Results Strength Serviceability

Property

MEMB	SECT	SEL	Section	fck	fuk	CHK
			Rc Hc	Height	fw	
0			Pilastro 140x	32000.0	450000	
6		<input type="checkbox"/>	1.400 1.400	5.0000	450000	OK
0			Pilastro 50x4	32000.0	450000	
8		<input type="checkbox"/>	0.400 0.500	5.0000	450000	OK

Eurocode2:04 RC-Beam Checki... — □ ×

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by Member Results Strength Serviceability

Property

MEMB	SECT	SEL	Section	fck	fuk	POS	CHK
			Rc Hc	Height	fw		
0			Trave 40x65	32000.0		I	OK
5		<input type="checkbox"/>	0.4000 0.6500	450000		M	OK
7.6500			0.0000 0.0000	450000		I	OK
0			Trave 50x110	32000.0		I	OK
9		<input type="checkbox"/>	0.5000 1.1000	450000		M	OK
10.0000			0.0000 0.0000	450000		I	OK
0			Trave 40x85	32000.0		I	OK
10		<input type="checkbox"/>	0.4000 0.8500	450000		M	OK
3.7000			0.0000 0.0000	450000		I	OK

Eurocode2:04 RC-Wall Checking Res... — □ ×

Code : EC2:04,NTC2018 (M1) Unit : kN , m

Sorted by Wall ID + Story Results Wall ID (WID)

Property

Sort Result...

WID	Story	SEL	Wall Mark	fck	fuk	CHK
			Lw HTw	hw	fw	
1		<input type="checkbox"/>	wM0001	32000.0	450000	OK
1F			79.363 5.0000	0.4000	450000	
2		<input type="checkbox"/>	wM0002	32000.0	450000	OK
1F			66.900 5.0000	0.4000	450000	
3		<input type="checkbox"/>	wM0003	32000.0	450000	OK
1F			74.407 5.0000	0.4000	450000	
4		<input type="checkbox"/>	wM0004	32000.0	450000	OK
1F			1.9566 5.0000	0.4000	450000	

Fig. 88
Estratto del software MIDAS
GEN

Concrete check

Infine, sono stati verificati i diversi elementi tramite il comando *Concrete Design*.

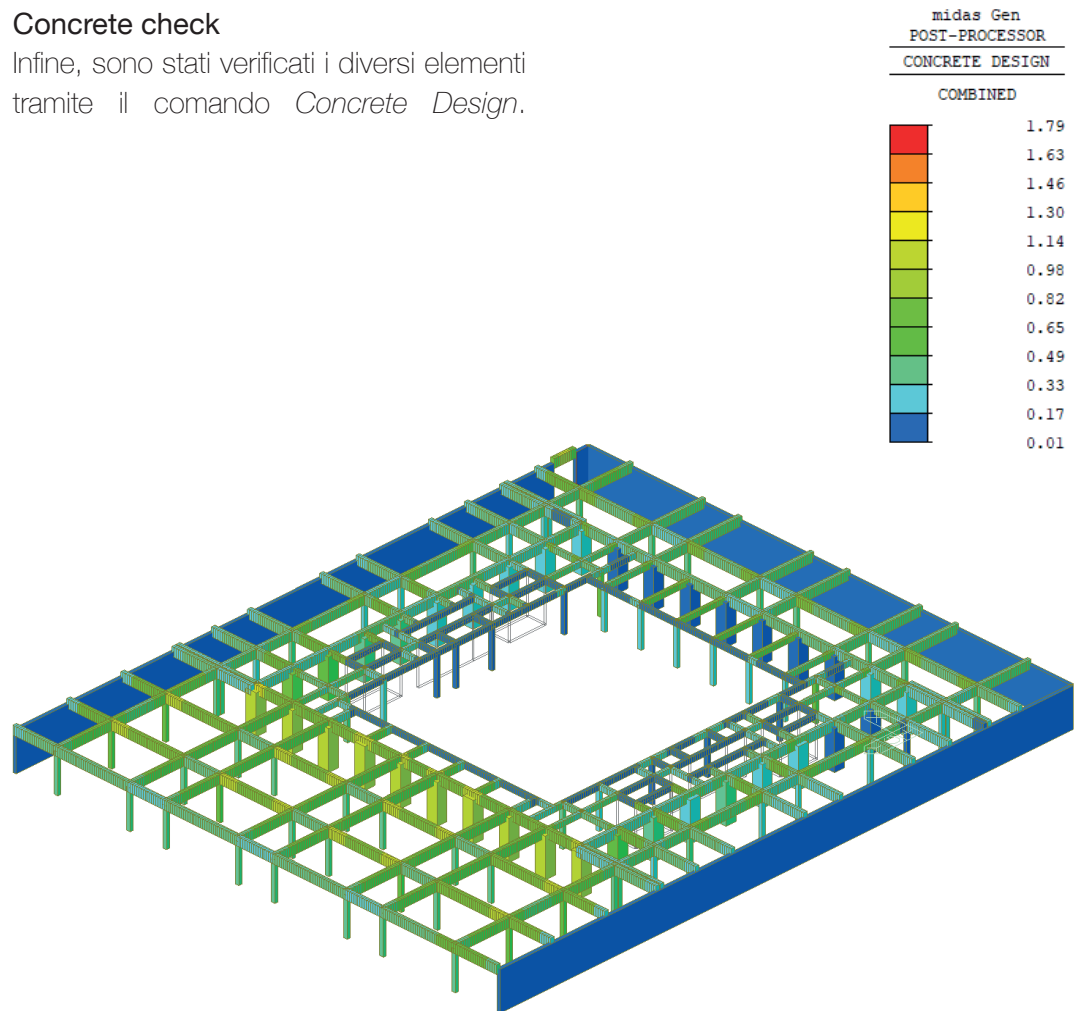


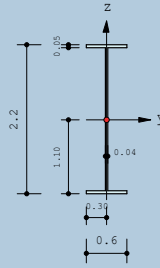
Fig. 89

Diagramma ottenuto tramite
il software MIDAS GEN

Appendice

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 489
 Material S275 (No:2)
 ($F_y = 255000$, $E_s = 210000000$)
 Section Name Trave custom (No:7)
 (Built-up Section).
 Member Length : 45.0000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:1/2)
 Bending Moments $M_y = 10094.3$, $M_z = 0.00000$
 End Moments $M_{yi} = 9934.72$, $M_{yj} = 9934.93$ (for Lb)
 $M_{yi} = -2771.3$, $M_{yj} = -2770.7$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
 Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 17, POS:1/2)
 $F_{zz} = 1224.98$ (LCB: 3, POS:J)

Depth	2.20000	Web Thick	0.04000
Top F Width	0.60000	Top F Thick	0.05000
Bot.F Width	0.60000	Bot.F Thick	0.05000
Area	0.14400	Asz	0.08800
Qyb	1.35750	Qzb	0.04500
Iyy	0.10022	Izz	0.00181
Ybar	0.30000	Zbar	1.10000
Wely	0.09111	Welz	0.00604
ry	0.83425	rz	0.11215

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 45.00000$, $L_z = 5.00000$, $L_b = 5.00000$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

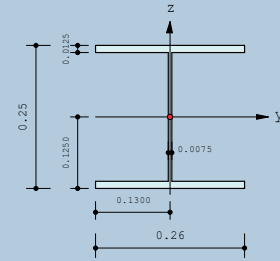
Slenderness Ratio
 $L/r = 53.9 < 300.0$ (Memb:489, LCB: 3)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{tRd} = 0.0/34971.4 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 10094.3/26374.3 = 0.383 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/2389.71 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{nyRd}, M_{Edz}/M_{nzRd}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{yRd} + M_{Edz}/M_{zRd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.383 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{zRd} = 0.087 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.1800 > 0.0739$ (Memb:489, LCB: 14, POS: 22.5m, Dir-Z)..... O.K

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 5326
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name T portico (No:9)
 (Rolled : HEA260).
 Member Length : 7.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
 Bending Moments My = 138.861, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 17, POS:1/2)
 Fzz = 61.1861 (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.25000	Web Thick	0.00750
Top F Width	0.26000	Top F Thick	0.01250
Bot.F Width	0.26000	Bot.F Thick	0.01250
Area	0.00868	Asz	0.00188
Qyb	0.05779	Qzb	0.00845
Iyy	0.00010	Izz	0.00004
Ybar	0.13000	Zbar	0.12500
Wely	0.00084	Welz	0.00028
ry	0.11000	rz	0.06500

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 7.50000, Lz = 7.50000, Lb = 7.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 115.4 < 300.0$ (Memb:5326, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/2273.33 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 138.861/171.776 = 0.808 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000/111.483 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.576 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

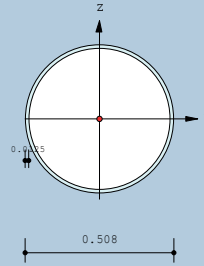
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.141 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0300 > 0.0272$ (Memb:5326, LCB: 14, POS: 3.8m, Dir-Z)..... O.K

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 5318
 Material S355 (No:3)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name Pil portico (No:8)
 (Rolled : CHS-HF 508X12.5).
 Member Length : 6.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -161.95 (LCB: 8, POS:1)
 Bending Moments My = -487.13, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -487.13, Myj = -162.51 (for Lb)
 Myi = -487.13, Myj = -162.51 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 17, POS:1/2)
 Fzz = -103.08 (LCB: 8, POS:1/2)

Outer Dia.	0.50800	Wall Thick	0.01250
Area	0.01946	Asz	0.00973
Qyb	0.06142	Qzb	0.06142
Iyy	0.00060	Izz	0.00060
Ybar	0.25400	Zbar	0.25400
Wely	0.00235	Welz	0.00235
ry	0.17520	rz	0.17520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 6.00000, Lz = 6.00000, Lb = 6.00000
 Effective Length Factors Ky = 10.00, Kz = 10.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 342.5 < 350.0$ (Memb:5318, LCB: 8)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 161.948/312.819 = 0.518 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 487.13/1037.84 = 0.469 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/1037.84 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.997 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength

$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.398/918.442 = 0.000 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

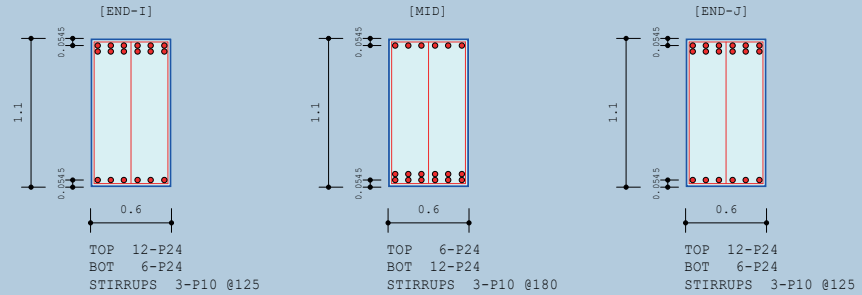
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.043 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0200 > 0.0005$ (Memb:5297, LCB: 14, Dir-Y)..... O.K

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	T 60x110 (No : 2)	Beam Span	11.45m



2. Bending Moment Capacity

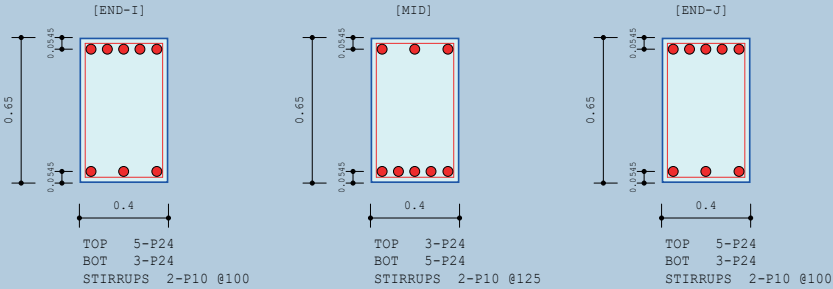
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_{Ed})	1217.42	780.77	1371.67
Factored Strength (M_{Rd})	2055.19	1056.44	2055.19
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.5924	0.7391	0.6674
Neutral Axis (x/d)	0.1230	0.0823	0.1230
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_{Ed})	733.98	885.21	1012.41
Factored Strength (M_{Rd})	1056.44	2055.19	1056.44
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.6948	0.4307	0.9583
Neutral Axis (x/d)	0.0823	0.1230	0.0823
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0054	0.0027	0.0054
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0027	0.0054	0.0027

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	2	4
Factored Shear Force (V_{Ed})	322.83	322.95	322.47
V_{Rdc}	323.29	323.29	323.29
V_{Rds}	681.74	473.43	681.74
V_{Rdmax}	2499.41	2499.41	2499.41
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0019	0.0013	0.0019
Using Stirrups Spacing	3-P10 @125	3-P10 @180	3-P10 @125
V_{Ed} / V_{Rdc}	0.9986	0.9989	0.9975
$V_{Ed} / \min(V_{Rds}, V_{Rdmax})$	0.4735	0.6822	0.4730
Check Ratio	0.9986	0.9989	0.9975

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m
 Material Data $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Section Property T 40X65 (No : 4) Beam Span 10m



2. Bending Moment Capacity

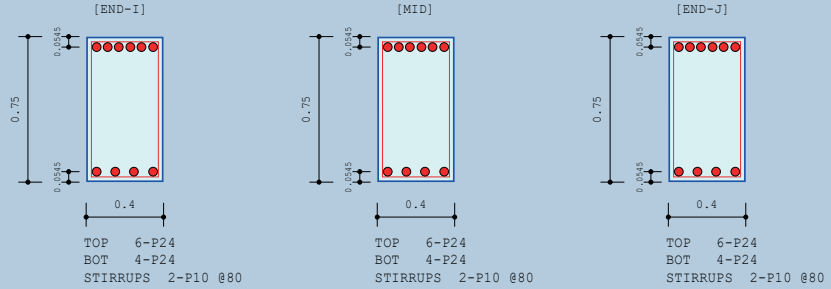
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_{Ed})	244.52	215.61	247.37
Factored Strength (M_{Rd})	486.10	296.60	486.10
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.5030	0.7269	0.5089
Neutral Axis (x/d)	0.1523	0.1028	0.1523
(+) Load Combination No.	4	4	4
Moment (M_{Ed})	98.40	86.23	97.56
Factored Strength (M_{Rd})	296.60	486.10	296.60
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.3318	0.1774	0.3289
Neutral Axis (x/d)	0.1028	0.1523	0.1028
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0023	0.0014	0.0023
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0014	0.0023	0.0014

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	10	4
Factored Shear Force (V_{Ed})	128.71	126.07	126.38
V_{Rdc}	140.85	140.85	140.85
V_{Rds}	331.36	265.09	331.36
V_{Rdmax}	971.86	971.86	971.86
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0016	0.0013	0.0016
Using Stirrups Spacing	2-P10 @100	2-P10 @125	2-P10 @100
V_{Ed} / V_{Rdc}	0.9138	0.8951	0.8972
$V_{Ed} / \min(V_{Rds}, V_{Rdmax})$	0.3884	0.4756	0.3814
Check Ratio	0.9138	0.8951	0.8972

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 32000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	40x75 (No : 11)	Beam Span	3.345m



2. Bending Moment Capacity

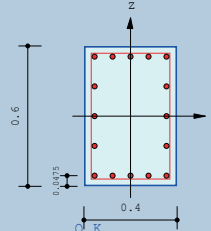
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	2	1
Moment (M _{Ed})	509.54	361.32	537.43
Factored Strength (M _{Rd})	688.03	688.03	688.03
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7406	0.5252	0.7811
Neutral Axis (x/d)	0.1367	0.1367	0.1367
(+) Load Combination No.	1	11	1
Moment (M _{Ed})	29.97	0.00	29.24
Factored Strength (M _{Rd})	462.81	462.81	462.81
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0648	0.0000	0.0632
Neutral Axis (x/d)	0.0945	0.0945	0.0945
Using Rebar Top (As _{top})	0.0027	0.0027	0.0027
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0018	0.0018	0.0018

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	6	6
Factored Shear Force (V _{Ed})	128.31	129.55	132.19
V _{Rdc}	161.45	161.45	161.45
V _{Rds}	483.75	483.75	483.75
V _{Rdmax}	1135.06	1135.06	1135.06
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0020	0.0020	0.0020
Using Stirrups Spacing	2-P10 @80	2-P10 @80	2-P10 @80
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.7947	0.8025	0.8188
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.2652	0.2678	0.2733
Check Ratio	0.7947	0.8025	0.8188

1. Design Condition

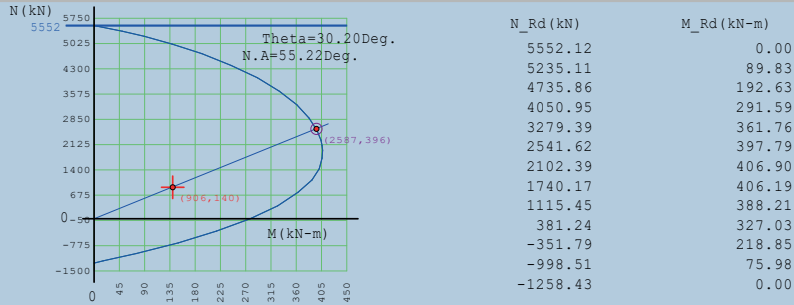
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 6069
 Material Data : f_{ck} = 32000, f_{yk} = 450000, f_{yw} = 450000 KPa
 Column Height : 5 m
 Section Property Pilastro 60x40 (No : 3)
 Rebar Pattern : 16 - 5 - P16 A_{st} = 0.003216 m² (R_{host} = 0.013)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 8 (Pos : J)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 5552.12 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 905.549 / 2587.13 = 0.350 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 140.083 / 396.399 = 0.353 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 119.534 / 342.610 = 0.349 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 73.0404 / 199.376 = 0.366 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 5, POS : I)	z (LCB : 6, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	22.9769 kN	4.44948 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	22.9769 / 131.572 = 0.175	4.44948 / 156.580 = 0.028
V _{Ed} / V _{Rds}	22.9769 / 196.143 = 0.117	4.44948 / 307.430 = 0.014
V _{Ed} / V _{Rdmax}	22.9769 / 862.920 = 0.027	4.44948 / 901.680 = 0.005
Shear Ratio	0.175 < 1.000 O.K	0.028 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 5, POS : 1/2)	z (LCB : 6, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	22.9769 kN	4.44948 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	22.9769 / 129.590 = 0.177	4.44948 / 158.652 = 0.028
V _{Ed} / V _{Rds}	22.9769 / 196.143 = 0.117	4.44948 / 307.430 = 0.014
V _{Ed} / V _{Rdmax}	22.9769 / 862.920 = 0.027	4.44948 / 901.680 = 0.005
Shear Ratio	0.177 < 1.000 O.K	0.028 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100

4. Serviceability : Stress Limit Check

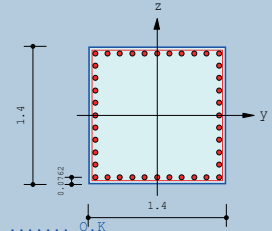
	Stress limit		Creep (QP)	
Load Combination	13 (C)		17 (Q)	
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	-1202.34	4744.44	-5991.70	4196.05
Allowable Stress	-3023.81	19200.00	-360000.00	14400.00
Stress Ratio	0.3976	0.2471	0.0166	0.2914
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

5. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 17, POS : J)	z (LCB : 17, POS : J)
Crack Width	0.00000 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
Check Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

1. Design Condition

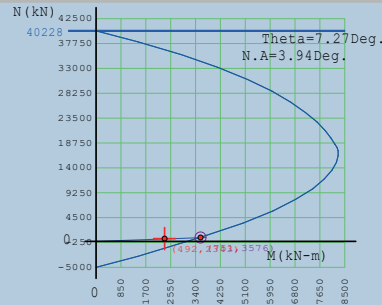
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 204 (PM), 209, 204 (Shear-y,z)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 5 m
 Section Property : Pilastro 140x140 (No : 5)
 Rebar Pattern : 40 - 11 - P20 Ast = 0.01256 m² (Rhost = 0.006)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 4 (Pos : I)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 40228.4 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 491.713 / 750.873 = 0.655 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 2343.23 / 3575.61 = 0.655 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 2325.76 / 3546.85 = 0.656 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 285.606 / 452.534 = 0.631 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd (kN)	M_Rd (kN-m)
40228.36	0.00
35673.74	2923.42
30950.11	5186.81
26632.50	6666.15
22812.19	7557.21
19708.36	8041.38
17928.40	8238.17
16336.37	8289.53
13604.51	8077.32
10051.16	7411.48
5861.91	6058.58
825.14	3617.37
-4914.78	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 6, POS : J)	z (LCB : 4, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	435.304 kN	697.616 kN
V_Ed / V_Rdc	435.304 / 823.467 = 0.529	697.616 / 718.574 = 0.971
V_Ed / V_Rds	435.304 / 1227.68 = 0.355	697.616 / 1227.68 = 0.568
V_Ed / V_Rdmax	435.304 / 7561.55 = 0.058	697.616 / 7561.55 = 0.092
Shear Ratio	0.529 < 1.000 O.K	0.971 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60
[MIDDLE]	y (LCB : 6, POS : 1/2)	z (LCB : 4, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	435.304 kN	697.616 kN
V_Ed / V_Rdc	435.304 / 840.842 = 0.518	697.616 / 735.949 = 0.948
V_Ed / V_Rds	435.304 / 1227.68 = 0.355	697.616 / 1227.68 = 0.568
V_Ed / V_Rdmax	435.304 / 7561.55 = 0.058	697.616 / 7561.55 = 0.092
Shear Ratio	0.518 < 1.000 O.K	0.948 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60

4. Serviceability : Stress Limit Check

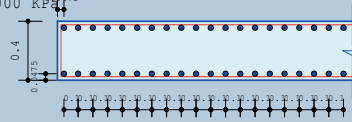
	Stress limit		Creep(QP)	
Load Combination	13 (C)		17 (Q)	
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	-1510.00	3094.72	-15106.81	2781.41
Allowable Stress	-3023.81	19200.00	-360000.00	14400.00
Stress Ratio	0.4994	0.1612	0.0420	0.1932
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

5. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 17, POS : J)	z (LCB : 17, POS : J)
Crack Width	0.00000 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

1. Design Condition

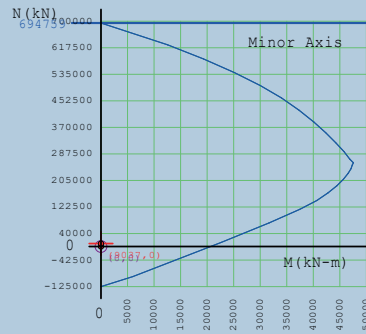
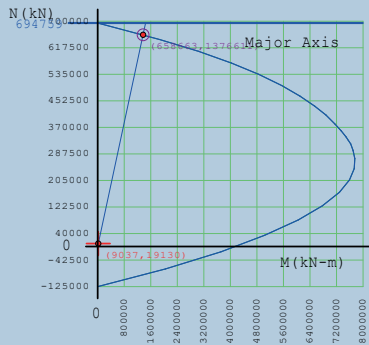
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m
 Wall ID : 1 (Wall Mark : wM0001)
 Story : 1F (Height = 5 m)
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa^{175}
 Wall Dim. (Length*Thk) : 79.3631*0.4 m
 Vertical Rebar : P16 @100 (AsV = 0.00402 m^2/m)



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 694759 kN

	y (LCB : 4, POS : I)	z (LCB : 4, POS : I)
N_{Ed} (kN)	9037.10	9037.10
N_{Rd} (kN)	658663	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	0.014 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
M_{Ed} (kN-m)	19130.2	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	1376611	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	0.014 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

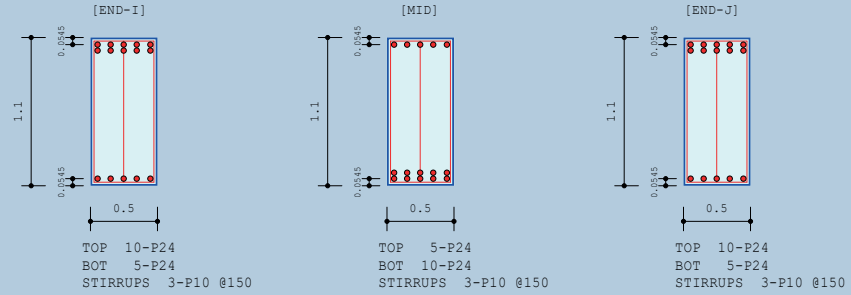


3. Shear Capacity

Applied Shear Force V_{Ed} = 8845.57 kN (Load Combination : 10)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 8845.57 / 9815.10 = 0.9012
 Shear Ratio by V_{Rds} V_{Ed}/V_{Rds} = 8845.57 / 40448.7 = 0.2187
 Shear Ratio by V_{Rdmax} V_{Ed}/V_{Rdmax} = 8845.57 / 116569 = 0.0759
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.219 < 1.000 O.K
 (Asw-H_{req} = 0.00100 m^2/m , P16 @250)

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	Trave 50x110 (No : 9)	Beam Span	10m



2. Bending Moment Capacity

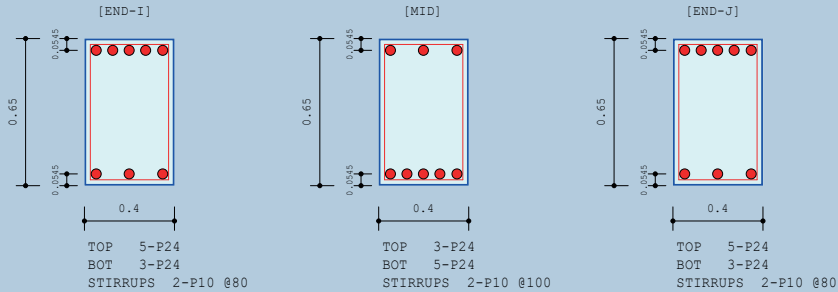
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10	10	10
Moment (M_{Ed})	1008.04	636.42	1004.98
Factored Strength (M_{Rd})	1712.66	880.37	1712.66
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.5886	0.7229	0.5868
Neutral Axis (x/d)	0.1230	0.0823	0.1230
(+) Load Combination No.	6	4	6
Moment (M_{Ed})	737.66	669.93	737.12
Factored Strength (M_{Rd})	880.37	1712.66	880.37
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.8379	0.3912	0.8373
Neutral Axis (x/d)	0.0823	0.1230	0.0823
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0045	0.0023	0.0045
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0023	0.0045	0.0023

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	6	6
Factored Shear Force (V_{Ed})	567.10	391.17	566.70
V_{Rdc}	0.00	0.00	0.00
V_{Rds}	568.12	568.12	581.75
V_{Rdmax}	2082.84	2082.84	2132.82
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0016	0.0016	0.0016
Using Stirrups Spacing	3-P10 @150	3-P10 @150	3-P10 @150
V_{Ed} / V_{Rdc}	0.0000	0.0000	0.0000
$V_{Ed} / \min(V_{Rds}, V_{Rdmax})$	0.9982	0.6885	0.9741
Check Ratio	0.9982	0.6885	0.9741

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m
 Material Data $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Section Property Trave 40x65 (No : 5) Beam Span 7.65002m



2. Bending Moment Capacity

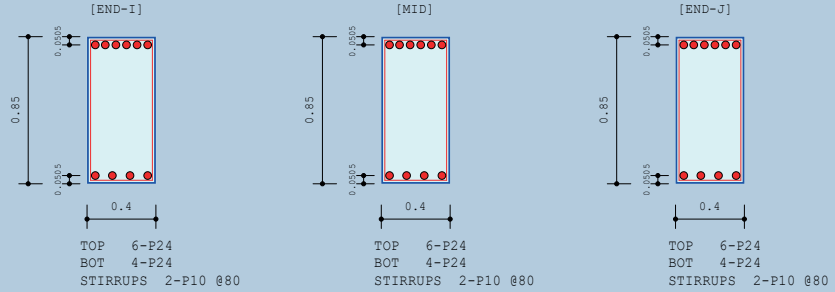
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	4	10	4
Moment (M _{Ed})	348.01	144.97	249.59
Factored Strength (M _{Rd})	486.10	296.60	486.10
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7159	0.4888	0.5135
Neutral Axis (x/d)	0.1523	0.1028	0.1523
(+) Load Combination No.	6	2	6
Moment (M _{Ed})	236.68	202.49	216.92
Factored Strength (M _{Rd})	296.60	486.10	296.60
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7980	0.4166	0.7314
Neutral Axis (x/d)	0.1028	0.1523	0.1028
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0023	0.0014	0.0023
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0014	0.0023	0.0014

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	10	6
Factored Shear Force (V _{Ed})	207.84	204.41	220.38
V _{Rdc}	0.00	0.00	0.00
V _{Rds}	414.20	331.36	414.20
V _{Rdmax}	971.86	971.86	971.86
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0020	0.0016	0.0020
Using Stirrups Spacing	2-P10 @80	2-P10 @100	2-P10 @80
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.0000	0.0000	0.0000
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.5018	0.6169	0.5321
Check Ratio	0.5018	0.6169	0.5321

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	Trave 40x85 (No : 10)	Beam Span	3.7m



2. Bending Moment Capacity

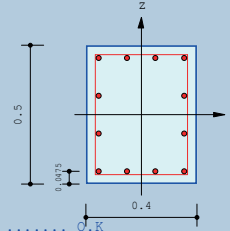
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	4
Moment (M_{Ed})	669.91	437.36	82.97
Factored Strength (M_{Rd})	795.95	795.95	795.95
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.8417	0.5495	0.1042
Neutral Axis (x/d)	0.1133	0.1133	0.1133
(+) Load Combination No.	13	8	2
Moment (M_{Ed})	0.00	3.70	32.55
Factored Strength (M_{Rd})	535.05	535.05	535.05
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0000	0.0069	0.0608
Neutral Axis (x/d)	0.0771	0.0771	0.0771
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0027	0.0027	0.0027
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0018	0.0018	0.0018

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_{Ed})	246.64	232.09	136.03
V_{Rdc}	0.00	0.00	0.00
V_{Rds}	556.09	556.09	556.09
V_{Rdmax}	1304.78	1304.78	1304.78
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0020	0.0020	0.0020
Using Stirrups Spacing	2-P10 @80	2-P10 @80	2-P10 @80
V_{Ed} / V_{Rdc}	0.0000	0.0000	0.0000
$V_{Ed} / \min(V_{Rds}, V_{Rdmax})$	0.4435	0.4174	0.2446
Check Ratio	0.4435	0.4174	0.2446

1. Design Condition

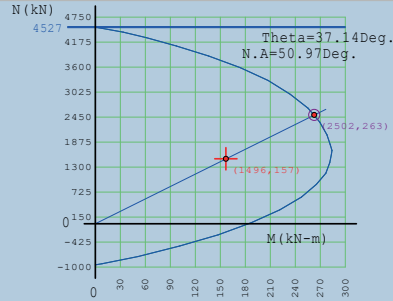
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 973 (PM), 17358, 960 (Shear-y,z)
 Material Data : f_{ck} = 32000, f_{yk} = 450000, f_{yw} = 450000 KPa
 Column Height : 5 m
 Section Property : Pilastro 50x40 (No : 8)
 Rebar Pattern : 12 - 4 - P16 Ast = 0.002412 m² (R_host = 0.012)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 4 (Pos : I)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 4526.76 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 1495.61 / 2502.46 = 0.598 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 157.323 / 263.013 = 0.598 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 124.042 / 209.654 = 0.592 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 96.7685 / 158.811 = 0.609 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
4526.76	0.00
4277.82	61.87
3863.60	136.51
3301.23	207.46
2657.17	255.34
2049.62	278.30
1695.69	284.16
1412.35	281.96
905.07	265.60
325.47	221.47
-246.77	147.87
-746.84	51.67
-943.83	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 2, POS : J)	z (LCB : 6, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	23.2284 kN	47.2053 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	23.2284 / 0.00000 = 0.000	47.2053 / 0.00000 = 0.000
V _{Ed} / V _{Rds}	23.2284 / 326.905 = 0.071	47.2053 / 419.645 = 0.112
V _{Ed} / V _{Rdmax}	23.2284 / 719.100 = 0.032	47.2053 / 738.480 = 0.064
Shear Ratio	0.071 < 1.000 O.K	0.112 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60
[MIDDLE]	y (LCB : 2, POS : 1/2)	z (LCB : 6, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	23.2284 kN	47.2053 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	23.2284 / 0.00000 = 0.000	47.2053 / 0.00000 = 0.000
V _{Ed} / V _{Rds}	23.2284 / 196.143 = 0.118	47.2053 / 251.787 = 0.187
V _{Ed} / V _{Rdmax}	23.2284 / 719.100 = 0.032	47.2053 / 738.480 = 0.064
Shear Ratio	0.118 < 1.000 O.K	0.187 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100

4. Serviceability : Stress Limit Check

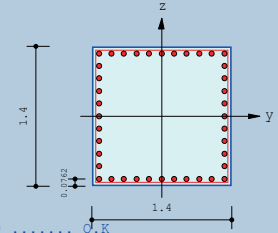
	Stress limit			Creep(QP)	
Load Combination	17 (C)			22 (Q)	
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.	
Stress	0.00	6881.89	0.00	6177.10	
Allowable Stress	-3326.19	19200.00	-360000.00	14400.00	
Stress Ratio	0.0000	0.3584	0.0000	0.4290	
Status	Uncracked	OK	OK	Linear	

5. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 22, POS : J)	z (LCB : 22, POS : J)
Crack Width	0.00001 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
	0.042 < 1.000 O.K	0.042 < 1.000 O.K

1. Design Condition

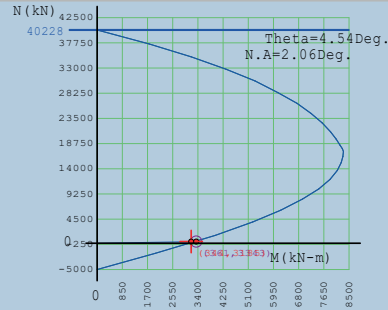
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 914 (PM), 147246 (Shear)
 Material Data : f_{ck} = 32000, f_{yk} = 450000, f_{yw} = 450000 KPa
 Column Height : 5 m
 Section Property : Pilastrò 140x140 (No : 6)
 Rebar Pattern : 40 - 11 - P20 Ast = 0.01256 m² (R_host = 0.006)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 6 (Pos : I)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 40228.4 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 344.197 / 360.832 = 0.954 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 3184.90 / 3343.45 = 0.953 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 3174.11 / 3332.96 = 0.952 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 261.926 / 264.697 = 0.990 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
40228.36	0.00
35197.11	3182.23
30598.80	5332.21
26386.75	6743.40
22661.48	7604.37
19623.19	8080.55
17883.65	8281.05
16385.94	8305.95
13728.25	8106.76
10295.25	7482.41
6217.58	6204.50
1507.42	4000.13
-4914.78	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 12, POS : J)	z (LCB : 10, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	366.459 kN	1077.43 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	366.459 / 0.00000 = 0.000	1077.43 / 0.00000 = 0.000
V _{Ed} / V _{Rds}	366.459 / 1227.68 = 0.298	1077.43 / 1227.68 = 0.878
V _{Ed} / V _{Rdmax}	366.459 / 7561.55 = 0.048	1077.43 / 7561.55 = 0.142
Shear Ratio	0.298 < 1.000 O.K	0.878 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60

[MIDDLE]	y (LCB : 12, POS : 1/2)	z (LCB : 10, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	366.458 kN	1077.43 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	366.458 / 0.00000 = 0.000	1077.43 / 0.00000 = 0.000
V _{Ed} / V _{Rds}	366.458 / 1227.68 = 0.298	1077.43 / 1227.68 = 0.878
V _{Ed} / V _{Rdmax}	366.458 / 7561.55 = 0.048	1077.43 / 7561.55 = 0.142
Shear Ratio	0.298 < 1.000 O.K	0.878 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Stress limit		Creep (QP)	
Load Combination	17 (C)		22 (Q)	
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	0.00	1583.29	0.00	1500.49
Allowable Stress	-3023.81	19200.00	-360000.00	14400.00
Stress Ratio	0.0000	0.0825	0.0000	0.1042
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

5. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 22, POS : J)	z (LCB : 22, POS : J)
Crack Width	0.00000 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

Bibliografia

C. COMI, L.C. DELL'ACQUA, *Introduzione alla meccanica strutturale*, McGraw-Hill Education, Spagna, 2016

P. L. NERVI, *Costruire correttamente: caratteristiche e possibilità delle strutture cementizie armate*, Milano, Hoepli, 1965

Nuove norme tecniche per le costruzioni 2018 e circolare esplicativa 2019, DEI Tipografia del Genio Civile (a cura di), Settembre 2019