

COMUNE DI NAPOLI

SERVIZIO PIANIFICAZIONE URBANISTICA ATTUATIVA

Municipalità 6 - Ponticelli, Barra, S. Giovanni a Teduccio

PROGETTO DEFINITIVO

"CENTRO POLIFUNZIONALE "

VIA ATILA SALLUSTRO PONTICELLI

OPERE DI URBANIZZAZIONE SECONDARIA

CONNESSE AL PIANO URBANISTICO APPROVATO CON
DELIBERA DI GIUNTA COMUNALE N.1185 DEL 15.12.2011



Committente: **ABBATE COSTRUZIONI e AMBIENTE Srl**

Via Porzio Centro Direzionale Is E3 snc
80143 - Napoli
e-mail: abbatecostruzioni@pec.it

ABBATE COSTRUZIONI e AMBIENTE s.r.l.
Via G. Porzio, Is. E/3 - 80143 NAPOLI
Cod. Fisc. - P. IVA 07799409216
N. REA: 910788

Progettazione: **Arch. Michela Genovese**

C.O.P.E.C. S.r.l
Costruzioni Opere Edili Civili S.r.l.
Via San Giacomo 40
80133 Napoli
e-mail copec@pec.it



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

REV	DATA	SOFTWARE	SCALA
1	MAGGIO 2020	AUTOCAD-SISMICAD-CERTUS-MANTUS	
NOME FILE : PD_DP_03_RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE		P D	DP
		03	

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO.....	3
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	3
3.1 CRONOLOGIA.	3
3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.	3
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.	5
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI PER LE NUOVE COSTRUZIONI.	5
6. IPOTESI DI CALCOLO E METODI DI VERIFICA.....	7
7. DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO.	9
8. CONCEZIONE STRUTTURALE DELL’EDIFICIO.....	18
9. DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA.	21
10. CALCOLO DELLA STRUTTURA.....	24
11. DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO.....	25
12. SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	26
13. VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO.....	32
14. VALIDAZIONE DEL CALCOLO STRUTTURALE.....	38
15. CONCLUSIONI.....	38
16. ALLEGATI.....	38

1. PREMESSA.

Il progetto riguarda il complesso degli interventi da effettuare per i lavori di realizzazione di un centro polifunzionale in Via A. Sallustro, Napoli – opere di urbanizzazione secondaria.

Oggetto della presente relazione e della documentazione allegata è lo studio delle caratteristiche costruttive del manufatto.

La presente relazione è dedicata ai calcoli di dimensionamento ed alle verifiche statiche degli interventi strutturali. In particolare il progetto prevede la realizzazione di un edificio in cemento armato e relativa copertura in travi tralicciate in acciaio e latero cemento.

I livelli per sono dunque i seguenti:

- q.ta – 0.90 m: piano fondazione;
- q.ta + 3.50 m: impalcato rialzato;
- q.ta variabile: piano copertura.

In questo documento vengono trattate le analisi generali effettuate per la verifica della struttura, il dimensionamento delle opere strutturali, i modelli di calcolo adottati, i criteri di verifica e la sintesi dei risultati.

Tutte le calcolazioni relative al progetto sono state eseguite automaticamente con l'ausilio di programmi di calcolo implementati su elaboratore elettronico, secondo i più noti metodi della scienza delle costruzioni e nel rispetto delle vigenti normative indicate.

Per i grafici strutturali delle carpenterie e delle armature delle singole membrature strutturali si rimanda ai disegni di progetto. Il progetto prevede le seguenti fasi operative:

- realizzazione della fondazione dei nuovi corpi di fabbrica;
- realizzazione del telaio strutturale del nuovo corpo di fabbrica costituito da pilastri, travi e solai dell'impalcato in c.a. a quota + +3.50 m;
- realizzazione del telaio strutturale del nuovo corpo di fabbrica costituito da pilastri, travi dell'impalcato in c.a. a quota copertura;
- realizzazione copertura in travi tralicciate;
- realizzazione di opere di rifinitura.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO.

Per una migliore comprensione dell'intero intervento, di seguito si fornisce una descrizione schematica delle opere previste:

1. **Realizzazione della fondazione** del nuovo corpo di fabbrica alla quota – -0.90 m costituita da travi rovescie di altezza complessiva di 80 cm realizzata con l'impiego di calcestruzzo C25/30 ed armature B450C.
2. **Realizzazione telaio in c.a. dell'impalcato** del nuovo corpo di fabbrica costituito da pilastri e travi di sezione rettangolare realizzati con impiego di calcestruzzo C25/30 ed armature del tipo B450C, da quota -0.00 m a quota +3.50 m. I solai sono in laterocemento costituito da pignatte interposte fra nervature parallele di conglomerato armato (sezione a T – b=12 cm x h=30 cm, con soletta di spessore 4cm). Il calcestruzzo dei solai è del tipo C25/30 e le armature sono in acciaio B450C;
3. **Realizzazione telaio in c.a. dell'impalcato** del nuovo corpo di fabbrica costituito da pilastri e travi di sezione rettangolare realizzati con impiego di calcestruzzo C25/30 ed armature del tipo B450C, da quota - 0.00 m a quota +4.00/5.00 m.
4. **Realizzazione copertura a travi tralicciate** costituita da acciaio S235.;

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.

3.1 CRONOLOGIA.

Per il dimensionamento delle opere descritte in premessa si è fatto ricorso ai dati desunti dalla relazione geotecnica a disposizione.

La documentazione studiata, ricavata dalla campagna di indagini geotecniche, consente di formulare un quadro generale della struttura stratigrafica del sottosuolo interessato, ed è risultata adeguata alla definizione del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi delle opere in progetto.

3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.

Al fine della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e quindi della definizione del modello geotecnico del sottosuolo su cui effettuare le successive sono state svolte quattro prove penetrometriche dinamiche continue super pesanti DPSH: la prova

consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica metallica collegata ad un asta metallica prolungabile con l’aggiunta di successive aste di dimensioni standard, infisse nel terreno verticalmente mediante battitura di un maglio di dato peso. Le informazioni relative alle caratteristiche tecniche dello strumento utilizzato sono riportate in dettaglio nella relazione.. I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente mediante correlazioni empiriche a partire dai risultati ottenuti dalla suddetta prova distinguendo nello specifico “5 orizzonti geotecnici omogenei” le cui caratteristiche sono riportate nella tabella di seguito riportata:

PIROCLASTITI COLOR GRIGIO SCURO (1.00-2.90)

Angolo di attrito : 25°

Coesione : $c' = 0,00$ kg/cmq

Peso volume $\gamma = 14,02$ kN/mc

SABBIE POZZOLANICHE (3.40-10.60)

Angolo di attrito : 27°

Coesione : $c = 0,00$ kg/cmq

Peso volume $\gamma = 14,39$ kN/mc

PIROCLASTITI SABBIOSE MEDIAMENTE ADDENSATE (10.60-15.00)

Angolo di attrito : 30°

Coesione : $c = 0,00$ kg/cmq

Peso volume $\gamma = 16,23$ kN/mc

SABBIE VULCANICHE GRIGIASTRE ADDENSATE E COMPATTE(15.0-22.0)

Angolo di attrito : 33°

Coesione : $c = 0,00$ kg/cmq

Peso volume $\gamma = 17,45$ kN/mc

La falda risulta presente ad una profondità di circa 18 m dal piano campagna.

I dettagli delle prove sono riportati in allegato alla relazione geologica-tecnica.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del sito invece è stata effettuata un’analisi spettrale delle onde superficiali con il metodo “MASW”: Tale valutazione ha lo scopo di ricavare il parametro V_{S30} (velocità media delle onde di taglio ponderata per i

primi 30 m di suolo) e la relativa classificazione del terreno di fondazione ai sensi della normativa vigente. Nello specifico il terreno di fondazione risulta di tipo “C”, essendo ii parametri $V_{S30} = 330$ m/s, ossia “depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori si V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa), mentre la categoria topografica è T1.

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

I calcoli riportati nella seguente relazione sono stati eseguiti conformemente alle normative di cui di seguito sono indicati gli estremi:

- Legge 05.11.1971, n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2.2.1974 n° 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.P.R. 06.06.2001 n° 380;
- NTC 18 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” e Circolare esplicativa.

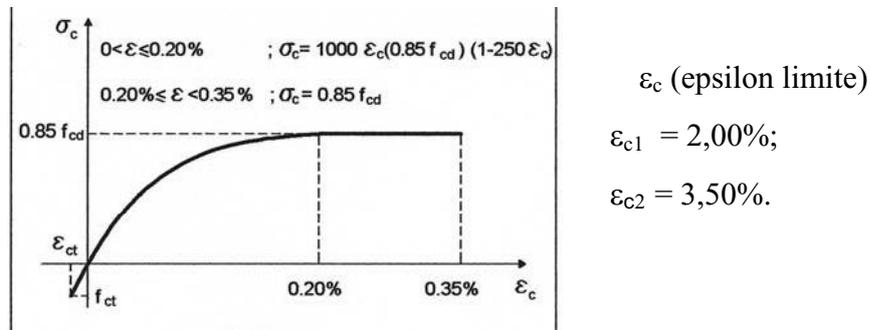
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI PER LE NUOVE COSTRUZIONI.

Le caratteristiche meccaniche relative al calcestruzzo armato sono desunte, in fase di progettazione, dalle relazioni di seguito riportate:

Calcestruzzo Rck 30:

- Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30$ N/mm²;
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = R_{ck} 0,83 = 24,9$ N/mm²;
- Resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9$ N/mm²;
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3} = 31447$ N/mm²;
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. $f_{cd} = (R_{ck} 0,83)/\gamma_c = 16,6$ N/mm² (con $\gamma_c = 1,5$);
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. ridotta $\alpha f_{cd} = (0,85 0,83 R_{ck})/\gamma_c = 14,11$ N/mm²;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,2$;
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = (0,30 f_{ck})^{2/3} = 3,82$ N/mm²;
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,67$ N/mm²;

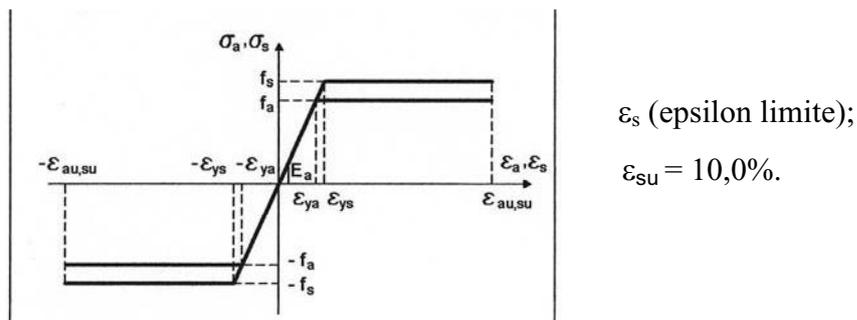
Per il calcestruzzo, il diagramma di calcolo "sforzi - deformazioni" è assimilato ad un diagramma "parabola-rettangolo" di seguito schematizzato:



Acciaio B450C:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$;
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$;
- Diametro massimo utilizzato $\Phi_{\max} \leq 26 \text{ mm}$;
- Modulo elastico medio $E_a = 206.000 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza di calcolo S.L.U. $f_{sd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$ (con $\gamma_s = 1,15$);

Per l'acciaio, il diagramma di calcolo "sforzi - deformazioni" è assimilato ad un diagramma "elastico-perfettamente plastico" di seguito schematizzato:



ACCIAIO S235:

- Modulo di elasticità longitudinale $E = 210000 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$;
- Modulo di elasticità trasversale $G = E/[2(1+\nu)] = 8077 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di espansione termica $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature $\leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$);
- Densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;

- Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} e rottura f_{tk} :

- Acciai laminati a caldo con profili a sezione aperta -

Norme e Qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	F_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	F_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

- Acciai laminati a caldo con profili a sezione cava (tubi) -

Norme e Qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	F_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	F_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

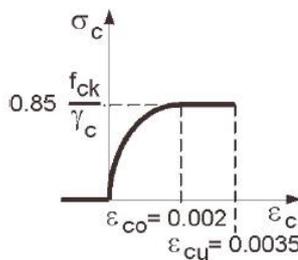
6. IPOTESI DI CALCOLO E METODI DI VERIFICA.

La corretta progettazione di un elemento strutturale in cemento armato deve essere sviluppata considerando tutti gli aspetti dai quali potrebbe dipendere il raggiungimento della crisi o che non garantiscano il soddisfacimento di particolari requisiti funzionali. Appare quindi importante disporre di adeguate regole progettuali, che riferendosi a tutte le eventualità che potrebbero prodursi durante la vita di progetto, conducano ad

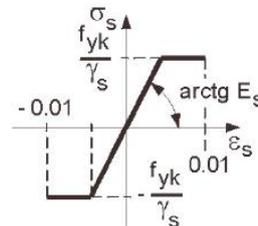
un’attenta analisi di tutte le parti dell'elemento strutturale, ciascuna delle quali dovrà essere progettata con lo stesso grado di accuratezza.

Le indicazioni presenti in letteratura permettono una progettazione accurata ed attenta delle parti di una struttura non interessate da discontinuità geometriche o statiche. Si tratta di zone nelle quali il comportamento della sezione retta risulta indipendente dalla distribuzione locale dei carichi, dipendendo invece dalla sola risultante agente in sezione. Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna e le verifiche di resistenza negli elementi strutturali sono eseguiti con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, basati sulle seguenti ipotesi:

1. planarità delle sezioni (ipotesi di Bernoulli) da cui risulta: le deformazioni delle fibre di una sezione trasversale si comportano tra loro come le loro distanze dall’asse neutro delle deformazioni, ossia il diagramma delle deformazioni è rettilineo;
2. resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile, ossia le zone di calcestruzzo nelle quali si verificano allungamenti longitudinali di trazione non vanno considerate attive, da cui risulta: per tutte le forze di trazione necessarie all’equilibrio interno vanno previste delle armature in acciaio;
3. il conglomerato cementizio soggetto a compressione si comporta, nel campo delle tensioni di esercizio, come un materiale elastico, isotropo ed omogeneo (validità della Legge di Hooke);
4. perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, ossia: gli elementi di sezione trasversale in acciaio e in calcestruzzo che si trovano in fibre ad uguale distanza dall’asse neutro di deformazione, subiscono deformazioni uguali;
5. utilizzo di modelli rappresentativi del legame costitutivo (σ - ε) dei materiali:



Legame costitutivo cls



Legame costitutivo acciaio

6. nella valutazione delle piccole deformazioni, si fa riferimento alla totale sezione di conglomerato, adottando il modulo elastico E_c del conglomerato compresso;
7. l'acciaio, sia teso che compresso, è in campo elastico, ossia si ammette anche per esso la validità della Legge di Hooke.

7. DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO.

I carichi utilizzati per il progetto e le verifiche degli elementi strutturali in esame sono individuati nel seguente elenco:

- Carichi permanenti:

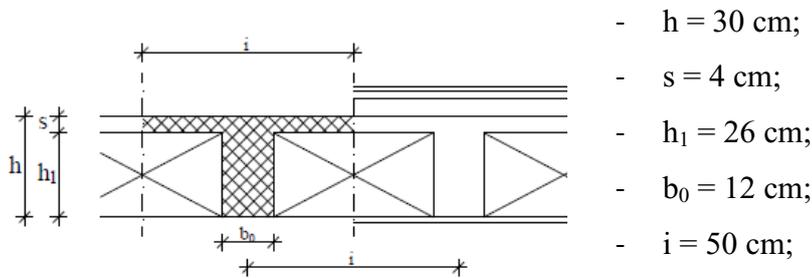
Elementi di fondazione	Elementi in elevazione
- Peso costituente gli elementi strutturali; - Sollecitazioni derivanti dai carichi di progetto in elevazione.	- Peso costituente gli elementi strutturali; - Peso costituente gli elementi non strutturali.

- Carichi accidentali:
- carico accidentale di copertura;
 - carico da neve in copertura;
 - azione sismica;
 - azione del vento.

Numericamente quindi si ottiene:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI:

SOLAIO LATERO-CEMENTIZIO $h = 30 \text{ cm} - q.ta +3.50m$



TOTALE: 360 daN/m^2 (calcolato automaticamente dal programma di calcolo)

SOLAIO DI COPERTURA

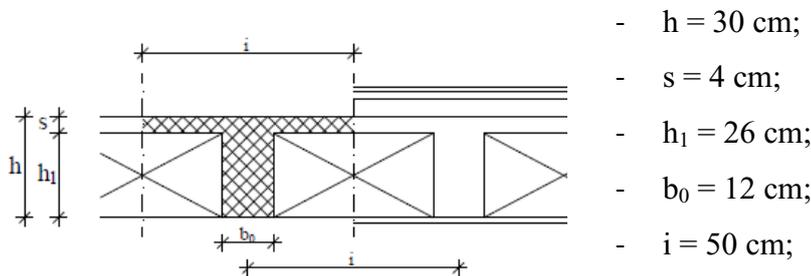
SPESSORE PANNELLO (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	FESO (Kg/m ³)
30	250	195	105	70							7,42
40	290	200	135	90	65						7,80
50	315	230	160	115	85	65					8,18
60	370	275	195	145	110	85	60				8,56
80	485	360	265	200	155	120	95	70	50		9,32
100	595	445	340	260	200	160	125	105	80	60	10,08
120	710	530	420	320	250	195	160	130	105	85	10,84
150	880	655	520	410	325	260	210	170	145	120	11,98
160	935	700	555	445	350	280	225	185	155	130	12,36
180	975	725	580	480	400	320	260	215	180	150	13,12
200	1000	745	595	495	420	360	295	245	205	170	13,88

Calcolo per dimensionamento statico eseguito secondo quarto contesto nell'Allegato E della norma UNI EN 14500. Limite di fessura normale: 1/200 l

- lamiera coibentata: ~ 20 daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

SOLAI LATERO-CEMENTIZIO h = 30cm - q.ta +3.50m



- intonaco: 30 daN/m²
- massetto in cls: 200 daN/m²
- guaina impermeabilizzante: 20 daN/m²
- peso terreno: 450 daN/m²
- TOTALE: 700 daN/m²

AZIONE SISMICA:

Così come descritto nella relazione sulla modellazione sismica del sito 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. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. 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 $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , come definiti dalla normativa. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di tali parametri è fornito dalla normativa per ciascun sito.

Le forze sismiche che sollecitano la struttura sono state determinate con l'analisi dinamica lineare, conformemente a quanto indicato dalla normativa tecnica. Essa consiste nell'eseguire un'analisi modale con spettro di risposta basata sulla scomposizione della risposta sismica nel contributo dei singoli modi di vibrazione. In sintesi con l'analisi modale vanno valutati i contributi massimi di ciascun modo, determinando le corrispondenti forze ed applicandole alla struttura, e nel combinare opportunamente i valori così ottenuti.

Tali sollecitazioni vengono computate automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, una volta inseriti i parametri base per la definizione dell'azione sismica.

CARICO ACCIDENTALE DI PIANO, BALCONI E DI COPERTURA:

Al punto 3.1.4 della normativa vigente "carichi variabili" sono indicati i carichi verticali uniformemente distribuiti in funzione della destinazione d'uso dell'opera da considerare nei calcoli: per il manufatto in esame, considerando la tabella 3.1.11 riportata di seguito si è scelto un carico di $e 50 \text{ daN/ m}^2$ per la copertura:

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 atri 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	

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
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.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	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		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici.

CARICO DA NEVE:

Per la stima del carico della neve è usuale considerare la caratterizzazione del sito, funzione dell'altitudine e della topografia del sito stesso in cui sarà realizzata la costruzione, e successivamente la caratterizzazione globale e locale della struttura, che

consentono la valutazione del carico da neve rispettivamente per le analisi globali sulla copertura e le analisi degli effetti locali.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (punto 3.4. del delle NTC 18):

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] fornito al punto 3.4.2. del D.M. per un periodo di ritorno di 50 anni.
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico;

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

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate in normativa, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Napoli è situata in zona 3, pertanto i valori caratteristici risultano:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200\text{m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200\text{m} \end{aligned}$$

dove:

- l'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio, pertanto per la struttura in esame risulta $q_{sk} = 60 \text{ daN/m}^2$ ($a_s \leq 200\text{m}$)

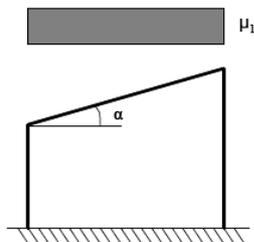
- il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Per aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi, si assume $C_E = 1.0$.

- il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il coefficiente di forma per la copertura ad una falda è funzione dell'angolo α , espresso in gradi sessagesimali, che la falda forma con l'orizzontale.

In generale, per copertura ad una falda si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione riportata nella figura seguente, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.



Schema di riferimento carico da neve.

Nel caso in esame la copertura ha un angolo di inclinazione compreso tra 0 e 30° , pertanto è assunto nella fase di calcolo un coefficiente μ_i pari a 0,8.

In definitiva il carico accidentale da neve è stimato pari a 48 daN/m^2 , applicato sulla copertura.

- Azione del vento: Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in genere, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali come gli edifici in oggetto tali azioni possono essere ricondotte convenzionalmente ad azioni statiche equivalenti.

La normativa (punto 3.3. delle NTC 18 stabilisce che il carico dovuto all’azione del vento è:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al punto 3.3.6 del D.M.;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.3.7 del D.M.;
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico) di cui al punto 3.3.8 del D.M.
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al punto 3.3.9 del D.M.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall’espressione:

$$Q_r = 1/2 \rho V_r^2$$

dove:

- V_r è la velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni (in m/s), calcolabile come:

$$V_b = V_{b0} \times C_a$$

dove:

- V_{b0} , a_0 , k_s sono parametri forniti nella tabella 3.3.I del D.M. legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame;

$$c_s = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$
$$c_s = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);
 a_s è l’altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

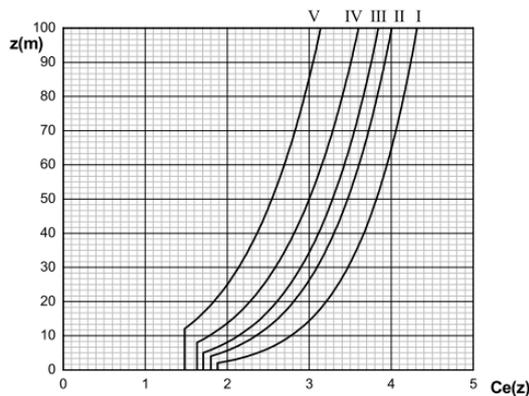
Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad z < z_{\min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Di seguito sono riportate le leggi di variazione di C_e per le diverse categorie di esposizione:



Andamenti del coefficiente c_e .

- C_t è il coefficiente di topografia. Esso è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia C_t può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

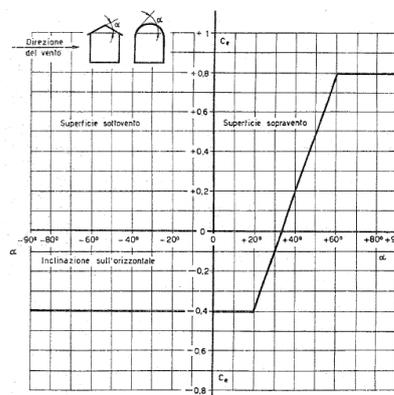
Il coefficiente dinamico C_d tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i

capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Il coefficiente di forma C_p è funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportune documentazioni o da prove sperimentali in galleria del vento. La circolare esplicativa della normativa prescrive (punto C3.3.10.1) che in assenza di più precise valutazioni per edifici a pianta rettangolare con copertura piana o a falde per la valutazione della pressione esterna vanno considerati i seguenti valori (desunti dalla figura di seguito riportata):

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_{pe} = + 0,8$;
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$, $c_{pe} = + 0,03\alpha - 1$;
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente) $c_{pe} = - 0,4$;



Andamenti del coefficiente c_{pe} al variare di α .

Operativamente per la struttura in esame vale quanto segue:

- q.ta el terreno: 20 m.s.l.m (Napoli – Via Sallustro)
- sito geografico: Napoli (NA) - Campania;
 - Zona = III;
 - $V_{b0} = 27$ m/s;
 - $a_0 = 500$ m;
 - $k_s = 0,37$;
 - $V_r = V_{b0} = 27$ m/s ($Ca = 1$);

- classe di rugosità del terreno: classe A, ossia aree urbane in cui almeno il 15% delle superfici sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m;
- categoria di esposizione del sito: zona IV;

- $k_r = 0,22$;
- $z_0 = 0,30$ m;
- $z_{\min} = 8$ m;

- Pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = 45,57 \text{ daN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione C_e :

$$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad z \geq 8 \text{ m};$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad z < 8 \text{ m};$$

- Coefficiente topografico C_t : 1;
- Coefficiente di forma C_p : 0,4;
- Coefficiente dinamico C_d : 1;

8. CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO.

Un edificio come quello in oggetto è un insieme di elementi strutturali (pilastri, travi, solai, scale, fondazioni) e non strutturali (tamponature, tramezzi) che interagiscono tra loro e con il terreno che ne costituisce il piano di posa. Per effettuare un calcolo rigoroso delle sollecitazioni nella struttura è essenziale descrivere questo insieme mediante un modello (schema geometrico) adeguato, o individuando più schemi limite che racchiudono i possibili comportamenti dell'oggetto in esame. Ma già nella fase di impostazione della struttura è importante comprendere bene in che modo le scelte effettuate possono condizionare il comportamento della struttura e la sua modellazione.

Di seguito si espongono brevemente i principali problemi di comportamento per i diversi elementi che costituiscono l'edificio.

L'impalcato costituisce un vincolo mutuo che ripartisce le azioni orizzontali tra gli elementi resistenti verticali ed ha innanzitutto la funzione di raccogliere il carico

verticale e riportarlo alle fondazioni tramite lo scarico solai-travi e travi-pilastri. I solai sono generalmente del tipo alleggerito con laterizi forati ed orditura unidirezionale; poiché in zona sismica è necessario disporre una doppia orditura di travi, ciò porta usualmente alla scelta di variare continuamente l’orditura dei solai ottenendo una più uniforme distribuzione dei carichi sulle travi anche se tale scelta comporta complicazioni esecutive tali da rendere gli svantaggi prevalenti rispetto ai vantaggi. Nel nostro caso, intervenendo su una struttura esistente, con solai orditi tutti nella stessa direzione, tale accortezza non potrà essere considerata.

La geometria monodirezionale dei travetti, indipendentemente dalle problematiche sismiche, non deve far trascurare il comportamento trasversale dei solai, importante per contrastare gli effetti delle variazioni termiche e del ritiro oltre agli effetti trasversali legati ai carichi verticali. L’impalcato è in sostanza configurato come un sistema di strisce di solaio contigue e parallele al sistema di travi trasversali ed assumono grande importanza i provvedimenti di cucitura trasversale, affidati non solo alla soletta armata ma soprattutto a nervature trasversali continue o parziali.

Tornando alla funzione “sismica” degli impalcati, c’è da dire che la rigidezza e la resistenza di un impalcato dipende dalla modalità con cui esso è realizzato, ad esempio i solai alleggeriti con laterizi richiedono, indipendentemente dagli eventuali cambi di orditura, una soletta di adeguato spessore e ben armata. Ma sono molto importanti anche la forma dell’impalcato e la distribuzione degli elementi resistenti principali. Una forma compatta può essere indubbiamente utile a favorire la rigidezza e la resistenza dell’impalcato, mentre la presenza di pochi elementi verticali rigidi ed addirittura una brusca variazione di posizione o dimensione di tali elementi da un piano all’altro può causare rilevanti ridistribuzioni dell’azione orizzontale e quindi sollecitazioni e deformazioni particolarmente elevate nell’impalcato.

E’ quindi importante concepire l’impalcato in maniera adeguata per portare azioni orizzontali ed effettuare sempre verifiche della sua rigidezza e resistenza.

L’insieme di travi e pilastri costituisce la parte essenziale della struttura di un edificio, schematizzabile, nella maniera più generale, come un insieme tridimensionale (telaio spaziale). La morfologia dell’edificio e la necessità di sopportare le due componenti orizzontali dell’azione sismica implicano un’organizzazione delle aste tale da consentire l’individuazione, nello schema spaziale, di sub-componenti rappresentabili come telai piani; organizzare effettivamente la struttura con un doppio insieme di telai piani regolari, ortogonali tra loro, aiuta ad ottenere un buon comportamento nei confronti

delle azioni sismiche (ed in tal caso il modello di telaio spaziale fornisce risultati sostanzialmente coincidenti con quello di insieme spaziale di telai piani).

I telai piani sono chiamati a raccogliere sia i carichi verticali che le azioni orizzontali, ma sicuramente con diversa efficienza, in quanto il telaio a maglie rettangolari non costituisce la forma strutturale più idonea ad equilibrare le forze orizzontali. La maglia rettangolare è uno schema piuttosto deformabile ed impegna, per equilibrare le forze orizzontali, esclusivamente le risorse flesso-taglienti delle aste (soprattutto dei pilastri), e non quelle estensionali. E' opportuno riflettere poi che la già limitata resistenza laterale dei telai si fonda sul presupposto fondamentale della monolicità dei nodi. Nell'analisi strutturale dei telai si dà infatti generalmente per scontata l'ipotesi che tutte le aste che convergono nel nodo ruotino della medesima quantità (condizione di congruenza) e che sia le travi che i pilastri possano trasmettere momento flettente attraverso il nodo (condizione di equilibrio). Tale ipotesi, fondamentale per conferire rigidità laterale al telaio, deve essere assicurata curando con grande attenzione i particolari costruttivi relativi ai nodi.

Detto ciò, occorre riportare l'attenzione sui diversi aspetti che possano influire sulla rigidità o sulla resistenza dello schema: si comprende facilmente che, a parità di sezione dei pilastri, la presenza di una trave a spessore determina una rigidità sensibilmente minore rispetto a quella fornita da una trave emergente, così pure, a parità di sezione rettangolare dei pilastri maggiore rigidità c'è da attendersi dall'orientamento dei pilastri nel piano del telaio.

La scala svolge la funzione di collegare i diversi impalcati dell'edificio; tale ruolo diviene strategico in caso di sisma violento, per l'evacuazione in sicurezza degli abitanti del fabbricato. Sarebbe, di conseguenza, auspicabile che la scala fosse più resistente delle alte strutture del fabbricato, ma nel contempo è opportuno che tale sovra resistenza non determini una maggiore rigidità con conseguente maggiore impegno sismico. Per quanto riguarda il sistema fondale è prassi adottarlo tanto più rigido del sistema in elevazione per precise esigenze strutturali, in quanto la rigidità della struttura di fondazione assicura innanzitutto il contenimento dei cedimenti differenziali verticali, che produrrebbero indesiderate sollecitazioni nei telai ed inoltre limita drasticamente la rotazione alla base dei pilastri e delle pareti. In zona sismica occorre inoltre contrastare gli spostamenti relativi orizzontali delle basi dei ritzi; tale azione di contrasto determina la necessità di collegare nelle due direzioni principali le fondazioni con travi che si oppongano a tali spostamenti relativi mediante la loro rigidità assiale, andando a

scegliere una sezione trasversale della trave di fondazione con inerzia molto maggiore della somma delle inerzie delle travi in elevazione in modo da assicurare l'incastro flessionale di base.

Una volta esposto il comportamento degli elementi che compongono la struttura intelaiata in cemento armato e tutte le problematiche legate alle caratteristiche intrinseche degli stessi, la progettazione strutturale di una nuova costruzione con struttura già delineata in modo quasi completo come quella in oggetto comporta per il progettista il dover valutare la capacità di essa a resistere agli eventi sismici, andando a definire un modello numerico (della struttura, dei carichi e dell'azione sismica) sulla base del quale formulare un giudizio.

9. DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA.

Quando si deve affrontare il progetto di adeguamento e completamento strutturale di un edificio in zona sismica già definito, sia dal punto di vista piano volumetrico che del progetto architettonico, il complesso di operazioni risulta molto vincolato.

La prima operazione che si va ad effettuare è l'impostazione della carpenteria del completamento della struttura, cioè l'individuazione dell'orditura dei solai e della posizione di travi e pilastri, con la necessità di realizzare una struttura che sia in grado di sopportare, oltre ai carichi verticali, anche le forze orizzontali agenti in due direzioni ortogonali che simulano l'effetto del sisma. Tale struttura, inoltre deve essere integrabile, come nel caso in oggetto, con la struttura esistente sottostante. Gli obiettivi cui tendere nell'impostazione della carpenteria sono la semplicità e la regolarità, necessarie per una migliore comprensione del comportamento strutturale e per una uniformità di sollecitazione degli elementi strutturali, oltre che da una coerenza strutturale con la struttura esistente sottostante.

Negli edifici con struttura intelaiata non è possibile una distinzione tra elementi strutturali che sopportano le azioni verticali ed elementi che sopportano quelle orizzontali, perché travi e pilastri sono sollecitati contemporaneamente da entrambe le azioni. Nel caso in cui si ha a che fare con una pianta architettonica complessa, può essere metodologicamente utile scindere il problema in due fasi; inizialmente è possibile definire la carpenteria in maniera tale da sopportare adeguatamente i soli carichi verticali, adottando criteri orientativi validi per fabbricati soggetti esclusivamente a carichi verticali, unitamente a criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali: è bene tendere a ridurre l'effetto dei carichi verticali limitando le luci di

sbalzi, di solai e di travi, evitare la disuniformità di luci delle travi di carico verticale sui pilastri. Dopo questa definizione di massima, si può esaminare criticamente la carpenteria così ottenuta e modificarla per renderla più idonea a sopportare azioni orizzontali, cercando di impostarla in modo da garantire un irrigidimento uniforme in entrambe le direzioni ed una certa regolarità in pianta. Per esigenze architettoniche, come nel nostro caso, intervenendo infatti su di una struttura esistente, con spazi e carpenterie ben definite, ciò non è possibile: come negli impalcati inferiori esistenti, vi è l'adozione contemporanea di travi emergenti (sul perimetro) e di travi a spessore (all'interno della carpenteria), mentre per i pilastri si conserva la dimensione e l'orientamento degli impalcati inferiori. La presenza di sole travi a spessore, ad eccezione delle travi perimetrali, è giustificata dalle abbondanti dimensioni delle sezioni dei pilastri.

Va ricordato infine che le caratteristiche della sollecitazione indotte dal calcolo sono fortemente condizionate dalla scelta della classe di duttilità, alta (A) o bassa (B); una struttura intelaiata che presenta travi a spessore che hanno rilevante importanza per l'assorbimento dell'azione sismica, come nel caso dell'edificio in oggetto, deve necessariamente essere considerata come appartenente alla classe di duttilità B, per la minore duttilità locale garantita dalle travi a spessore.

Il solaio ha principalmente la funzione di trasmettere i carichi verticali alle travi; in zona sismica l'impalcato, cioè l'insieme di solaio più travi, svolge un ruolo importante nella ripartizione delle azioni inerziali, dalle masse agli elementi verticali resistenti al sisma, e deve essere pertanto dotato di adeguata rigidità e resistenza nel proprio piano. Occorre infine ricordare che lo spessore del solaio individua anche l'altezza delle travi a spessore. Per quanto riguarda i carichi verticali, la normativa impone limiti allo spessore minimo del solaio per contenere la sua deformazione sotto tali carichi; si è ritenuto valida la limitazione dello spessore di $1/25$ della luce massima; per quanto riguarda la ripartizione delle forze orizzontali, il solaio si comporta come una lastra nervata, in cui la vera e propria lastra è costituita dalla soletta che deve avere uno spessore adeguato (4 o 5 cm) e deve essere dotata di una buona armatura, continua ed adeguatamente ancorata nelle travi di perimetro. Si è adotta così una sezione di solaio con spessore $20 + 4$ cm.

Nel dimensionare le travi a spessore è opportuno limitare la larghezza della sezione e concentrare le armature in un fascio di ampiezza comparabile a quella del pilastro; in particolare la normativa indica come limite la larghezza del pilastro, aumentata da ogni

lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa; pertanto per le travi a spessore nel caso in esame il limite è di 12 cm da ogni lato rispetto all'ampiezza del pilastro. Queste indicazioni sono legate a problemi di duttilità e di trasmissione di azioni flettenti da trave a pilastro ed hanno quindi importanza a seconda che le travi a spessore siano essenziali per il sisma (edifici quasi totalmente con travi a spessore), oppure no (edifici con prevalenti travi di tipo emergente).

Le sollecitazioni flesso-taglienti indotte dal sisma nelle travi emergenti sono generalmente notevoli ai piani inferiori, e spesso anche a quelli centrali, dell'edificio; in fabbricati di almeno 4-6 impalcati esse hanno in genere entità maggiore, a volte anche nettamente, rispetto a quella delle sollecitazioni provocate dai carichi verticali. Non è però possibile valutare gli effetti del sisma nella singola campata come percentuale di quelli dei carichi verticali; a differenza di questi ultimi, che crescono con la luce, l'azione del sisma è maggiore nelle campate più corte ed inoltre essa è strettamente legata alla dimensione dei pilastri (è più elevata in corrispondenza dei pilastri più rigidi).

La scelta della sezione nasce sostanzialmente dall'esperienza e dal confronto con casi analoghi; poiché la quantità di armatura da disporre nelle travi emergenti sarà sicuramente maggiore di quella necessaria per i soli carichi verticali, è preferibile adottare sezioni di larghezza non inferiore a 30 cm.

I pilastri di un edificio in zona sismica sono sollecitati a pressoflessione. Indicazioni sul loro dimensionamento possono essere ricavate in letteratura dall'esame dei domini di resistenza per un'assegnata sezione e per diversi valori di armatura; si può constatare che il valore massimo del momento flettente che può essere portato da una sezione corrisponde ad uno sforzo normale N_{Ed} per il quale la tensione media N_{Ed}/A_c è all'incirca pari a $0.5 \times f_{cd}$. Si nota inoltre che un aumento della larghezza della sezione consente, a parità di armatura, un proporzionale incremento dello sforzo normale che può essere portato dalla sezione, ma un modesto incremento della capacità flessionale; l'incremento di altezza a parità di area della sezione aumenta invece in maniera rilevante il momento flettente resistente a parità di sforzo normale ed incrementa però il momento d'inerzia della sezione che comporta un proporzionale aumento delle sollecitazioni flessionali indotte dal sisma, tale da vanificare l'aumento di resistenza appena citato. Un altro aspetto da tener presente è la duttilità della sezione, che decresce rapidamente all'aumentare del valore della tensione media di compressione; ciò induce ulteriormente a moderare i valori di tensione.

Queste considerazioni inducono a dimensionare la sezione di base dei pilastri assumendo un limite massimo per la tensione media pari a $0.5 \times f_{cd}$; nel caso di edifici con un numero elevato di piani, è in genere possibile utilizzare tensioni medie più alte perché l'incremento del periodo fondamentale della struttura con l'altezza dell'edificio riduce l'intensità dell'azione sismica.

Per procedere al dimensionamento si deve valutare preliminarmente lo sforzo normale cui i pilastri sono soggetti in condizioni sismiche; per la maggior parte dei pilastri lo sforzo normale è dovuto sostanzialmente ai carichi verticali perché l'aliquota provocata dal sisma è modesta, trascurabile in questa prima fase, se si sono evitate travi molto corte e rigide. Fanno eccezione i pilastri di estremità, adiacenti a travi emergenti, per i quali si deve prevedere un consistente effetto assiale dovuto al sisma. Si determina così l'area minima della sezione dei pilastri come rapporto tra lo sforzo normale e la tensione media di compressione assunta nel progetto, rispettando tale minimo, ma anche con un esame globale della carpenteria, verrà scelta una sezione adeguata pilastro per pilastro. L'utilizzo di sezioni di forma rettangolare va sicuramente bene, ma è opportuno evitare forme troppo allungate ed occorre inoltre evitare eccessive differenze di larghezza tra travi e pilastri per consentire una migliore trasmissione delle caratteristiche di sollecitazione. Se la carpenteria non presenta una sufficiente regolarità, pur non escludendo la possibilità di usare numerose sezioni anche notevolmente diverse, può essere preferibile sovradimensionare i pilastri meno caricati riducendo le sezioni ad un numero di tipi limitato e con momento di inerzia massimo non molto dissimile tra loro, in modo da rendere più facile un esame qualitativo del comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali ed il riscontro della uniformità planimetrica degli elementi irrigidenti.

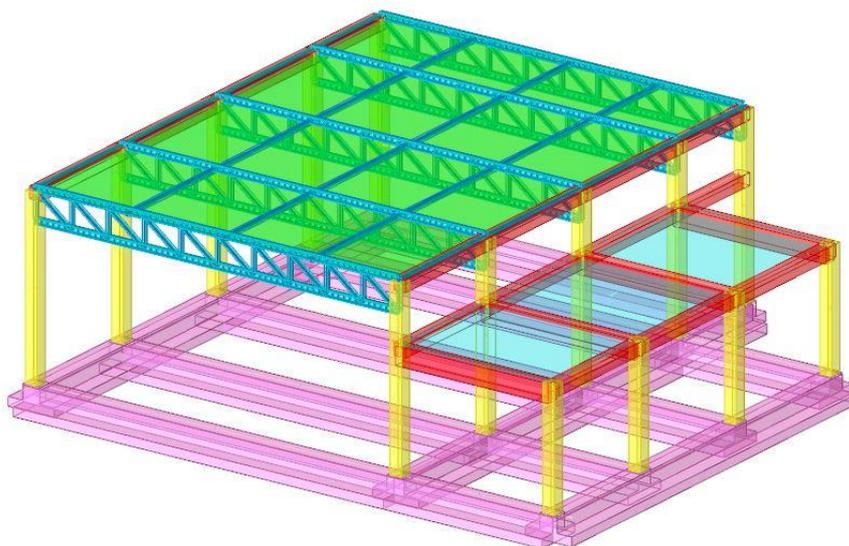
10. CALCOLO DELLA STRUTTURA.

I calcoli delle strutture di progetto sono stati effettuati con il programma SISMICAD della Concrete srl, versione regolarmente licenziata con n°7881568. La struttura in oggetto è modellata con un telaio in c.a. tridimensionale, con travi e pilastri a sezione rettangolare, orditi nelle due direzioni. Le fondazioni sono del tipo travi rovescie e per quanto concerne il progetto e la verifica delle stesse, si rimanda al documento “Relazione Geotecnica sulle fondazioni”.

L'analisi è stata condotta con le seguenti condizioni di carico:

- 1 – Carichi Permanenti: peso proprio struttura e sovraccarichi permanenti;
- 2 – Carichi Variabili: Sovraccarico accidentale variabile in funzione della destinazione d’uso;
- 3 – Neve;
- 5 – Vento direzione X
- 6 – Vento direzione Y
- 7 – Sisma direzione X (calcolato automaticamente dal programma);
- 8 – Sisma direzione Y (calcolato automaticamente dal programma);

Nelle figure seguenti sono rappresentati rispettivamente il modello strutturale dell’opera in esame e quello schematizzato dal programma di calcolo:



Modello strutturale CORPO A

11. DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO.

Il SISMICAD è un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale elasto-plastico.

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un preprocessore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input ai solutori; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i

risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

12. SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.

Il programma schematizza la struttura con un modello tridimensionale che rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza. Esso è costituito da travi di fondazione poggianti su suolo elastico alla Winkler, da elementi verticali come pilastri e da orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati e relative travi di piano. Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati “secondari”, e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), sono rappresentati unicamente in termini di massa, non considerando quindi il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale in quanto non possiedono rigidità e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali il modello adottato è di tipo lineare, con il quale, a differenza di un modello non lineare, si trascurano le non linearità di materiale e geometriche; in ambo i casi comunque si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi indicati dalla Normativa per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive.

Il calcolo delle sollecitazioni eseguito dai solutori si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti un coefficiente riduttivi dei momenti di inerzia per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità

assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.

- le travi di e pali di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;

L'edificio viene modellato come una struttura tridimensionale con impalcati rigidi; la validità dell'ipotesi di impalcato rigido deve essere attentamente verificata: considerare un impalcato rigido significa perdere il dettaglio deformativo e tensionale dell'impalcato stesso rischiando di falsare la realtà. Agli spostamenti relativi tra punti di uno stesso impalcato sono legate le sollecitazioni e quindi sottostimare tali spostamenti significa sottostimare le caratteristiche della sollecitazione degli elementi strutturali. Volendo quantificare gli effetti del problema, c'è da dire che come spesso accade nelle strutture il problema non è assoluto ma relativo, nel senso che la deformazione dell'impalcato è significativa se paragonabile agli spostamenti di interpiano (“*interstory drift*”) che generano le caratteristiche della sollecitazione, in particolare nei pilastri. La deformazione massima dell'impalcato δ_{imp} calcolata in un generico punto deve essere quindi confrontata con gli spostamenti relativi di interpiano δ_{ij} del medesimo punto. In genere si ipotizza trascurabile la deformazione dell'impalcato rispetto al drift se $\delta_{imp} \ll 1/20$ di δ_{ij} . Se tale condizione non è soddisfatta e quindi l'impalcato non può considerarsi rigido bisogna incrementare proporzionalmente le caratteristiche della sollecitazione nei pilastri che subiscono un aumento dello spostamento relativo, oppure passare ad una modellazione che tenga conto della deformabilità dell'impalcato. Nel caso della struttura in oggetto, si sceglie l'ipotesi di impalcato rigido poiché nella pratica professionale si tende a considerare rigidi solai latero-cementizi con soletta in c.a. di spessore almeno 40-50 mm; i solai adottati nella struttura in oggetto presentano una soletta di 40 mm di spessore (Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità) ripartendo uniformemente i carichi su pareti e pilastri.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate direttamente attraverso spettri di risposta; in particolare il calcolo degli effetti del sisma è condotto attraverso l'analisi dinamica lineare; non è stata adottata un'analisi di tipo statico in quanto la struttura non

si presenta regolare ne in pianta ne in altezza; pertanto nell’adottare un’analisi di tipo dinamico si vuole definire l’azione sismica non prescindendo da una dettagliata definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l’eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell’edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell’azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

La progettazione per azioni sismiche segue le indicazioni riportate nel capitolo 7 delle NTC18, facendo riferimento altresì a quanto riportato nel capitolo 2 per la valutazione della sicurezza e nel capitolo 3 per la valutazione dell’azione sismica.

Per la struttura in oggetto la vita nominale $V_N \geq 50$ anni (tipo di costruzione 2); in presenza di azioni sismiche essa rientra nella classe d’uso III e pertanto le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito al variare della classe d’uso ed è pari a 1.5 per classe d’uso III.

Sotto l’effetto delle azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

Il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative allo SLD e SLO;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate in Normativa e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione sono calcolate per resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Esse devono essere dotate di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale.

Le costruzioni sono calcolate per essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale non viene considerata date le caratteristiche geometriche dell'edificio in oggetto.

Nel calcolo si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti sono concepiti per essere dotati di rigidità e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Per la valutazione della sicurezza, si è adottata l'analisi dinamica modale. La struttura è stata verificata come non dissipativa, pertanto utilizzando un fattore di struttura q pari ad 1.

Specificato la modalità di verifica, si passa alla valutazione dell'indicatore di rischio per stato limite ultimo, il programma, procede nel seguente modo:

- Per ogni tipologia di elemento strutturale (trave, pilastro, parete, fondazione) e per ogni tipo di verifica (pressoflessione, taglio, nodo, resistenza della fondazione) il programma valuta quale è, tra quelli presenti nell'edificio, quello che, nelle combinazioni sismiche presenta il minor coefficiente di sicurezza;
- Per ciascuno degli elementi strutturali il programma effettua una ricerca per tentativi del moltiplicatore dei coefficienti di combinazione sismici alla ricerca del moltiplicatore che fornisce per la verifica considerata un coefficiente di sicurezza unitario;
- L'indicatore di rischio per stato limite ultimo è il minore tra i moltiplicatori relativi alle singole verifiche;
- Viene quindi fornito il periodo di ritorno che l'edificio è in grado di garantire.

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

L'analisi sismica adottata di tipo dinamico lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

La normativa prescrive che devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

dove:

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata con l'analisi statica lineare, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come descritto precedentemente.

Nell'ambito dell'analisi lineare, gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare eseguita, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove:

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned}$$

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale non viene tenuta in conto in quanto non necessario.

13. VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO.

Le verifiche degli elementi in c.a. sono condotte col metodo semiprobabilistico agli stati limite; tali verifiche sono eseguite:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \times \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \times \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Le azioni agenti sulla struttura, classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo, sono le azioni permanenti (G), le azioni variabili (Q) e le azioni sismiche (E). I corrispondenti valori caratteristici devono essere cumulati in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione γ_{0j}, γ_{1j} e γ_{2j} , i cui valori sono forniti dalla Normativa per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si

definiscono:

- valore quasi permanente $\gamma_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\gamma_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\gamma_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- combinazione fondamentale allo SLV, rappresentata dalla seguente relazione:

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

dove:

G_1 è il valore nominale dei carichi permanenti strutturali;

G_2 è il valore nominale dei carichi permanenti non strutturali;

P è il valore nominale della forza di precompressione;

Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

I coefficienti γ sono indicati nella seguente tabella 1, in funzione del tipo di stato limite (lo stato limite di equilibrio come corpo rigido EQU, lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione STR e lo stato limite di resistenza del terreno GEO indicati al punto 2.6.1. del D.M. 14.01.2008):

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

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni

i coefficienti di combinazione ψ_j che forniscono i valori rari (o di combinazione) sono indicati nella seguente tabella:

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

Coefficienti di combinazione

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E, rappresentata dalla seguente relazione:

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

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

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_j che forniscono rispettivamente le azioni rare, frequenti e quasi permanenti sono indicati nella tabella sopra riportata.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se nello stesso caso i carichi G_2 .

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni di cui sopra.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO;

La Normativa fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali (Approccio 1 e Approccio 2).

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della tabella 1 sopra riportata. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della tabella 1 di cui sopra.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità. Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%. La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nella Normativa vigente.

Deve essere inoltre verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità. Per edifici di classe II, come quello in oggetto, non sono previste verifiche di elementi strutturali in termini di resistenza. Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai limite indicato nel seguito, valevole per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0,005 h$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo l'analisi sismica adottata, h è l'altezza del piano.

14. VALIDAZIONE DEL CALCOLO STRUTTURALE.

Al fine di emettere un giudizio fondato sull'accettabilità dei calcoli, sono state condotte delle calcolazioni semplificate, con i normali metodi della Scienza delle Costruzioni e utilizzando schemi statici quali le mensole, le travi continue e le travi semplicemente incastrate agli estremi, e telai piani ricavati da modello tridimensionale. Tali calcolazioni hanno fornito risultati in linea con quelli attesi e con quelli forniti dal codice di calcolo.

Per quanto riguarda la formulazione di un giudizio motivato di accettabilità dei risultati ottenuti, va precisato che la quantità di armatura fornita dai calcoli è risultata in linea con quella di altre strutture aventi caratteristiche similari e progettati dal sottoscritto, per cui si può ritenere che rientri nell'ottica di una tecnica costruttiva abbastanza diffusa e quindi opportunamente dimensionata.

Inoltre anche gli stati tensionali determinati e gli spostamenti calcolati, sono in linea con quelli di altre strutture aventi caratteristiche similari e già calcolati dal sottoscritto, per cui si possono ritenere esatte le scelte di schematizzazione e modellazione della struttura e delle azioni.

Per quanto sopra esposto si ritiene che i risultati ottenuti siano accettabili.

15. CONCLUSIONI.

In conclusione, come si può evincere dai risultati numerici riportati, ogni verifica di legge è rispettata, ai sensi della Legge n. 64/1974 e del Decreto Ministeriale 17.01.2018 e relativa Circolare di istruzioni.

16. ALLEGATI.

Tabulati di calcolo.