

UNIVERSITA' degli STUDI di PADOVA

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Curriculum: Strutture

Tesi di Laurea

STIMA DELLE SOLLECITAZIONI NEI PREFABBRICATI IN FASE DI COSTRUZIONE.

**LOAD DETERMINATION OF PRECAST STRUCTURE IN THE
CONSTRUCTION PHASES.**

Relatore: Prof. Ing. Renato Vitaliani

Laureando: Alessio Argentoni

Matr. 1020025

Anno Accademico 2012/2013

Sommario

Introduzione	1
1. Inquadramento Normativo	3
1.1. Definizioni e Combinazioni di Carico	3
1.2. Azioni Climatiche	15
1.2.1. Vento	15
1.2.2. Neve	28
1.3. Azioni Sismiche	31
1.4. Azioni Eccezionali	43
1.4.1. Urti	44
1.5. Imperfezioni	49
2. Caso Applicativo	59
2.1. Tipo di Prefabbricato: NPS [®] SYSTEM	59
2.2. Presentazione dell'Opera	65
2.2.1. Materiali Utilizzati	70
2.2.2. Travi NPS [®] CLS	72
2.2.3. Pilastri PDTI [®] NPS [®]	81
2.2.4. Solai	87
3. Stima delle Azioni in Fase di Montaggio	89
3.1. Azioni Climatiche	89
3.1.1. Vento	89
3.1.2. Neve	100
3.2. Azioni Sismiche	101
3.2.1. Creazione e Caratteristiche del Modello	103
3.2.2. Stima delle Forze	104
3.2.3. Stima degli Spostamenti	125
3.3. Imperfezioni in Fase di Montaggio	151

3.3.1.Eccentricità in Fase di Montaggio	152
3.3.2.Ribaltamento delle Travi.....	201
4.Conclusioni.....	207
Bibliografia	209
Normativa di Riferimento	210

Introduzione

L'evoluzione tecnologica, in tutti i suoi ambiti, ha portato, e porterà, ad aggiornare il sapere dell'uomo in continuazione. Nell'edilizia la tendenza è la medesima.

Esigenze economiche, prestazionali ed architettoniche stimolano di continuo la ricerca di nuove tecnologie costruttive per sopperire a tali richieste.

La principale difficoltà incontrata dall'innovazione in genere, nell'inserirsi nel panorama delle tecniche costruttive, risiede nel forte *carattere conservativo* imposto al mondo delle costruzioni. In particolare, ci si riferisce a quel lasso di tempo che intercorre tra lo sviluppo della tecnologia e il recepimento di essa da parte della normativa di riferimento.

Citando il Dott. Ing. T. Koncz "E' più facile creare qualcosa del tutto nuovo, che mutare radicalmente le regole radicate nella tradizione" ("La Prefabbricazione Residenziale e Industriale" Ed. Tecniche Bauverlag, Milano 1962).

Uno dei più ampi ambiti di espansione e innovazione delle costruzioni, negli ultimi 40 anni, è la prefabbricazione. Con essa si può venire incontro a molteplici esigenze tipiche dell'attuale mercato delle costruzioni civili:

- Riduzione sostanziale delle lavorazioni da effettuare in cantiere.
- Riduzione del consumo di materiali.
- Requisiti dimensionali degli elementi sempre maggiori, sia in termini di precisione che in termini di estensione.
- Riduzione dei tempi di costruzione.
- Riduzione dei costi di produzione.
- Indipendenza della produzione da variabili climatiche e accidentali.

Già a partire dagli anni '60 si era capito che tutto questo era possibile attuando una politica di "industrializzazione". Essa deve essere intesa come *modernizzazione* delle tecniche costruttive con relativo *aumento di performance, flessibilità e sicurezza*. Questo è proprio quello che sta avvenendo con i prefabbricati.

Lo sviluppo di una produzione in serie di elementi strutturali: facilita e velocizza le operazioni in cantiere migliorandone la sicurezza, permette di ottimizzare le sezioni preservandone le resistenze e, infine, consente comunque l'adattarsi a qualsiasi tipologia strutturale del prefabbricato in questione (anche se di base la produzione è in serie).

Come già accennato in precedenza, l'assimilazione delle innovazioni da parte del mondo delle costruzioni non è sempre immediata. Il punto di sicuro più dolente è l'approccio normativo, poiché non sempre le norme riescono a cogliere le problematiche e le necessità delle nuove tecnologie costruttive.

Questo discorso vale anche per i Prefabbricati. Il loro uso intensivo porta spesso alla luce nuove problematiche fino a quel momento sconosciute, imprevedute o peggio ancora sottovalutate.

Un esempio di questa tendenza a "tamponare" le insufficienze normative è stato il terremoto in Emilia del 20 e 29 maggio 2012. In occasione di quell'evento sismico, per una sfortunata serie di coincidenze, è stata messa alla luce l'inadeguatezza, in termini di risposta sismica, della maggior parte delle strutture industriali prefabbricate. Si è corsi subito al riparo impostando una campagna a tappeto di adeguamenti sismici, ma rimane sempre l'amaro in bocca per non essere riuscita a disciplinare preventivamente questo particolare tipo di costruzioni.

Questa tesi, nel suo piccolo, vuole sviscerare le indicazioni che le normative italiane ed europee danno in termini di *Stima delle Azioni in Fase di costruzione*. Sono esse sufficienti all'inquadramento delle principali problematiche?

Nel caso dei prefabbricati, infatti, le operazioni principali da svolgere in cantiere sono la movimentazione e l'assemblaggio delle varie parti strutturali prodotte in stabilimento. La stessa cura con cui la struttura è dimensionata nella sua configurazione finale, deve essere dedicata anche alle fasi provvisorie.

Nella prima parte di questo lavoro verrà impostato un inquadramento normativo. Fissati i punti chiave della norma Italiana (NTC08) e di quella Europea (Eurocodici) riguardanti le fasi transitorie, attraverso un parallelismo si confronteranno gli approcci in maniera critica.

Nella seconda parte poi si imposterà un esempio applicativo. Prendendo in considerazione una struttura prefabbricata, verranno stimate le principali azioni su di essa gravanti in fase transitoria. La tipologia costruttiva a cui si fa riferimento, nella parte applicativa, è l'NPS® SYSTEM, un Prefabbricato autoportante a sezione mista.

1. Inquadramento Normativo

1.1. Definizioni e Combinazioni di Carico

La trattazione relativa alla stima delle azioni in fase di costruzione, non può che partire dalla definizione del problema. Un aiuto in questo senso, riferendoci alla normativa Europea, ci viene dato a partire dal cosiddetto ECO (UNI EN 1990:2006) "Criteri Generali di Progettazione Strutturale". Questo codice "introduttivo", infatti, stabilisce i principi e i requisiti per garantire la sicurezza, la durabilità e la manutenzione nel tempo delle strutture intese in maniera generale. Inoltre, descrive le basi della modellazione e della verifica in modo da garantire l'affidabilità strutturale.

Le definizioni che ci interessano, espresse all'interno del codice, sono quelle di:

- **Ipotesi di Calcolo:** "tutte quelle assunzioni fisiche e meccaniche che rappresentano le reali condizioni al contorno del progetto"; proprio a partire da queste condizioni vengono infatti effettuate le verifiche. ECO §1.5.2.2.
- **Situazione Transitoria di Costruzione:** detta anche messa in opera della struttura; descrive le condizioni che si creano durante la fase di costruzione, cioè in un periodo di tempo decisamente più corto rispetto alla vita nominale ipotizzata per il calcolo della struttura finita. ECO §1.5.2.3.

Il principio fondamentale che sta alla base degli Eurocodici recita che, una generica struttura, deve essere dimensionata ed eseguita in modo tale da garantire un adeguato livello di affidabilità, nella maniera più economica. Inoltre, la struttura in questione, deve resistere a tutte le azioni che possono verificarsi sia in fase di costruzione che in fase d'uso.

I danneggiamenti devono essere (ove possibile) eliminati, o comunque ridotti al minimo. In altre parole si tratta di comprendere i carichi che possono gravare sulla struttura in tutta la sua vita, fare in modo che le scelte strutturali non creino situazioni di pericoli, dimensionare la struttura in modo che possa resistere a sollecitazioni accidentali e straordinarie (quali possono essere la

rimozione di un elemento strutturale) ed evitare per quanto possibile soluzioni strutturali che possano collassare fragilmente.

Per perseguire tali fini durante la fase di costruzione è necessario definire la vita nominale di progetto: nel caso delle fasi transitorie si ricade nella categoria 1 cioè strutture e lavorazioni con una vita nominale fino ai 10 anni.

Table 2.1 - Indicative design working life

Design working life category	Indicative design working life (years)	Examples
1	10	Temporary structures ⁽¹⁾
2	10 to 25	Replaceable structural parts, e.g. gantry girders, bearings
3	15 to 30	Agricultural and similar structures
4	50	Building structures and other common structures
5	100	Monumental building structures, bridges, and other civil engineering structures
(1) Structures or parts of structures that can be dismantled with a view to being re-used should not be considered as temporary.		

Fig.1.1 Tab. valori vita di progetto secondo EC1

Appurato ciò, la Normativa Europea (come anche quella italiana che ne segue le linee guida), definisce gli Stati Limite da considerare nella progettazione. Le situazioni di progetto per cui devono essere verificati, sono quelle:

- Permanenti: che si riferisce alle situazioni di normale uso della costruzione.
- Temporanea: riferita alle fasi di costruzione o di manutenzione.
- Accidentali: situazioni eccezionali a cui la struttura può essere sottoposta.
- Sismiche: condizione applicabile alla struttura in caso di sisma.

[ECO §3.2]

Le situazioni di progetto pertinenti (cioè necessarie e da considerare) devono essere scelte tenendo conto delle circostanze in cui la struttura è tenuta a svolgere la sua funzione.

Nelle verifiche fatte applicando gli stati limite si prendono in considerazione diverse tipologie di azioni: permanenti, variabili e accidentali. Il calcolo delle azioni di progetto parte dalla definizione del valore caratteristico dell'azione, al quale vengono aggiunti dei coeff. parziali e dei coeff. di combinazione (rispettivamente γ e ψ).

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d \} \quad i \geq 1 \quad [\text{ECO §2.3.5}]$$

Egual cosa vale anche per le resistenze; in questo caso, però, la dipendenza non è più riferita alle azioni ma alle resistenza caratteristiche dei materiali e alla geometria del sistema.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1$$

Dove: γ_{Rd} è il fattore parziale, $X_{d,i}$ è la resistenza di progetto del materiale i-esimo.

La normativa a questo punto presenta varie combinazioni agli SLU e SLE che racchiudono le situazioni di progetto possibili (EQU, GEO, STR e FAT). Interessandoci particolarmente la messa in opera delle strutture, riportiamo la combinazione fondamentale agli SLU:

6.4.3.2 Combinations of actions for persistent or transient design situations (fundamental combinations)

(1) The general format of effects of actions should be :

$$E_d = \gamma_{Sd} E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.9a)$$

(2) The combination of effects of actions to be considered should be based on
 – the design value of the leading variable action, and
 – the design combination values of accompanying variable actions :

NOTE See also 6.4.3.2(4).

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.9b)$$

(3) The combination of actions in brackets { }, in (6.9b) may either be expressed as :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

or, alternatively for STR and GEO limit states, the less favourable of the two following expressions:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10b)$$

Where :

- " + " implies "to be combined with"
- Σ implies "the combined effect of"
- ξ is a reduction factor for unfavourable permanent actions G

Fig. 1.2 Combinazione fondamentale ECO

Oltre alla combinazione fondamentale, risultano da considerare anche le combinazioni eccezionali e sismiche agli SLU, poiché si riferiscono a carichi che possono essere presi in considerazione durante la fase in montaggio e messa in opera della struttura (come si vedrà in seguito).

6.4.3.4 Combinations of actions for seismic design situations

(1) The general format of effects of actions should be :

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (6.12a)$$

(2) The combination of actions in brackets { } can be expressed as :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.12b)$$

6.4.3.3 Combinations of actions for accidental design situations

(1) The general format of effects of actions should be :

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; A_d ; (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (6.11a)$$

(2) The combination of actions in brackets { } can be expressed as :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.11b)$$

(3) The choice between $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ or $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ should be related to the relevant accidental design situation (impact, fire or survival after an accidental event or situation).

NOTE Guidance is given in the relevant Parts of EN 1991 to EN 1999.

(4) Combinations of actions for accidental design situations should either

- involve an explicit accidental action A (fire or impact), or
- refer to a situation after an accidental event ($A = 0$).

For fire situations, apart from the temperature effect on the material properties, A_d should represent the design value of the indirect thermal action due to fire.

Fig.1.3 Combinazione sismica ed accidentale ECO

Per avere una stima dei vari coefficienti che entrano in gioco nella combinazione, si deve fare riferimento, sempre all'interno del Eurocodice0, all'AnnessoA1. Infatti in questo paragrafo si tratta direttamente della generazione delle combinazioni di calcolo nel caso delle strutture.

La prima precisazione che viene fatta sottolinea come non tutte le azioni possono coesistere; quelle permanenti ovviamente non sono mai escluse dalla combinazione (soprattutto in fase di costruzione), mentre le azioni variabili possono essere prese in considerazione al massimo due alla volta. I coefficienti di combinazione che entrano in gioco nelle combinazioni sopra riportate sono i seguenti:

Table A1.1 - Recommended values of ψ factors for buildings

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000\text{ m a.s.l.}$	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.l.}$	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex.			
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

Fig.1.4 Tabella coeff. di combinazione ECO

Mentre per i coefficienti parziali bisogna distinguere tra le varie combinazioni. Di seguito si riportano i valori dei coefficienti per la combinazione fondamentale (EQU), quella sismica ed eccezionale:

Table A1.2(A) - Design values of actions (EQU) (Set A)

Persistent and transient design situations	Permanent actions		Leading variable action (*)	Accompanying variable actions	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable actions are those considered in Table A1.1					
NOTE 1 The γ values may be set by the National annex. The recommended set of values for γ are : $\gamma_{Gj,sup} = 1,10$ $\gamma_{Gj,inf} = 0,90$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable)					
NOTE 2 In cases where the verification of static equilibrium also involves the resistance of structural members, as an alternative to two separate verifications based on Tables A1.2(A) and A1.2(B), a combined verification, based on Table A1.2(A), may be adopted, if allowed by the National annex, with the following set of recommended values. The recommended values may be altered by the National annex. $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$ $\gamma_{Gj,inf} = 1,15$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable) provided that applying $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$ both to the favourable part and to the unfavourable part of permanent actions does not give a more unfavourable effect.					

Fig.1.5 Tabella coeff. parziali ECO

Table A1.3 - Design values of actions for use in accidental and seismic combinations of actions

Design situation	Permanent actions		Leading accidental or seismic action	Accompanying variable actions (**)	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
Accidental (*) (Eq. 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	ψ_{11} or $\psi_{21} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismic (Eq. 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	γA_{Ed} or A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) In the case of accidental design situations, the main variable action may be taken with its frequent or, as in seismic combinations of actions, its quasi-permanent values. The choice will be in the National annex, depending on the accidental action under consideration. See also EN 1991-1-2.

(**) Variable actions are those considered in Table A1.1.

Fig.1.6 Tabella Coeff. parziali ECO

Per gli SLE valgono considerazioni e tabelle analoghe a quelle riportate, che però non sono state inserite in questo paragrafo.

Per ultima cosa si riportano degli stralci dell'Annesso2 alla normativa UNI EN 1990:2006.

In questa parte si prendono in considerazione i medesimi argomenti dell'annesso precedente, ma relativamente ai ponti. Tecnicamente inserire questa parte non sarebbe pertinente (visto che in questa tesi si trattano i telai, non i ponti) ma, come capita spesso, la normativa relativa ai ponti include prescrizioni particolari relative alla fase di montaggio. Le tecnologie di prefabbricazione hanno avuto, infatti, un notevole exploit nella costruzione dei ponti, stimolando tecnologie di messa in opera e varo sempre più complicate.

Le prescrizioni più importanti, a questo riguardo, sottolineano come le fasi di montaggio (ove esistano) devono essere prese in considerazione lavorazione per lavorazione:

§A2.2.1 (6)P "Durante la costruzione devono essere prese in considerazione le principali fasi".

§A2.2.1 (7)P "Le fasi principali devono essere prese in considerazione quando il ponte è costruito per stralci".

§A2.2.1 (8)P "Quando rilevanti pure particolari carichi da costruzione devono essere presi in considerazione all'interno delle appropriate combinazioni di carico".

Una ulteriore precisazione che viene fatta riguarda la presenza contemporanea dei carichi da costruzione e dei carichi accidentali quali neve e vento:

§A2.2.1 (10) “I carichi dovuti a neve e vento devono entrare in combinazione con i carichi dovuti alla attività di costruzione”.

Rispetto al caso delle costruzioni variano i coefficienti di combinazione e parziali; si riportano in seguito evidenziati i coefficienti che interessano:

Table A2.1 – Recommended values of ψ factors for road bridges

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Traffic loads (see EN 1991-2, Table 4.4)	gr1a (LM1+pedestrian or cycle-track loads) ¹⁾	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Pedestrian+cycle-track loads ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	0	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 – Special vehicles))		0	0	0
Wind forces	F_{Wk}				
	- Persistent design situations	0,6	0,2	0	
	- Execution	0,8	-	0	
	F_{Wk}^*	1,0	-	-	
Thermal actions	T_1	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Snow loads	S_{sk} (during execution)	0,8	-	-	
Construction loads	C_k	1,0	-	1,0	

1) The recommended values of ψ_0 , ψ_1 and ψ_2 for gr1a and gr1b are given for road traffic corresponding to adjusting factors α_s , α_q , α_{σ} and β_{σ} equal to 1. Those relating to UDL correspond to common traffic scenarios, in which a rare accumulation of lorries can occur. Other values may be envisaged for other classes of routes, or of expected traffic, related to the choice of the corresponding α factors. For example, a value of ψ_2 other than zero may be envisaged for the UDL system of LM1 only, for bridges supporting severe continuous traffic. See also EN 1998.

2) The combination value of the pedestrian and cycle-track load, mentioned in Table 4.4a of EN 1991-2, is a ‘reduced’ value. ψ_0 and ψ_1 factors are applicable to this value.

3) The recommended ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.

NOTE 2 When the National Annex refers to the infrequent combination of actions for some serviceability limit states of concrete bridges, the National Annex may define the values of $\psi_{1,inf}$. The recommended values of $\psi_{1,inf}$ are:

- 0,80 for gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (pedestrian loads), gr4 (LM4, crowd loading) and T (thermal actions);
- 0,60 for F_{Wk} in persistent design situations;
- 1,00 in other cases (i.e. the characteristic value is used as the infrequent value).

NOTE 3 The characteristic values of wind actions and snow loads during execution are defined in EN 1991-1-6. Where relevant, representative values of water forces ($F_{w,e}$) may be defined in the National Annex or for the individual project.

Fig.1.7 Coeff. combinazione ponti ECO Annex 2

Table A2.4(A) - Design values of actions (EQU) (Set A)

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Prestress	Leading variable action (*)	Accompanying variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable			Main (if any)	Others
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable actions are those considered in Tables A2.1 to A2.3.						
NOTE 1 The γ values for the persistent and transient design situations may be set by the National Annex.						
For persistent design situations, the recommended set of values for γ are: $\gamma_{G,sup} = 1,05$ $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$ $\gamma_Q = 1,35$ for road and pedestrian traffic actions, where unfavourable (0 where favourable) $\gamma_Q = 1,45$ for rail traffic actions, where unfavourable (0 where favourable) $\gamma_Q = 1,50$ for all other variable actions for persistent design situations, where unfavourable (0 where favourable). γ_P = recommended values defined in the relevant design Eurocode.						
For transient design situations during which there is a risk of loss of static equilibrium, $Q_{k,1}$ represents the dominant destabilising variable action and $Q_{k,i}$ represents the relevant accompanying destabilising variable actions. During execution, if the construction process is adequately controlled, the recommended set of values for γ are: $\gamma_{G,sup} = 1,05$ $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$ $\gamma_Q = 1,35$ for construction loads where unfavourable (0 where favourable) $\gamma_Q = 1,50$ for all other variable actions, where unfavourable (0 where favourable)						
⁽¹⁾ Where a counterweight is used, the variability of its characteristics may be taken into account, for example, by one or both of the following recommended rules: – applying a partial factor $\gamma_{G,inf} = 0,8$ where the self-weight is not well defined (e.g. containers); – by considering a variation of its project-defined position specified proportionately to the dimensions of the bridge, where the magnitude of the counterweight is well defined. For steel bridges during launching, the variation of the counterweight position is often taken equal to ± 1 m.						

Fig.1.8 Coeff. parziali ponti ECO Annex 2

Definite le combinazioni e i relativi coefficienti, la normativa prosegue descrivendo una per una le azioni che agiscono sulla struttura nelle sue varie fasi. Questo è infatti il tema trattato nell'Eurocodice1 (UNI EN 1991:2006) "Basi di Calcolo e Azioni sulle Strutture". Questa normativa si divide in diverse parti, in modo da definire i carichi da considerare per ogni tipologia strutturale.

Di particolare interesse nel nostro caso è l'EC1 2.6 "Azioni durante la Costruzione". L'Eurocodice, a differenza della normativa Italiana, elenca dettagliatamente i carichi sulle strutture in fase di costruzione. Resterà quindi solo da scremare le azioni che interessano direttamente le strutture prefabbricate, di qualunque tipo esse siano.

Si procede ad elencare in primis le azioni da considerare durante la fase di costruzione (EC1 §2.1) escludendo per un momento i carichi dovuti esclusivamente alle lavorazioni:

progetto 2.1 **Classificazione delle azioni (diverse dai carichi dovuti alla costruzione) durante le fasi di esecuzione**

Punti correlati nella presente norma	Azione	Classificazione				Osservazioni	Fonte
		Variazione col tempo	Classificazione/ origine	Variazione spaziale	Natura (statica/dinamica)		
4.2	Peso proprio	Permanente	Diretta	Fissa con tolleranza/libera	Statica	Libera durante il trasporto e lo stoccaggio. Dinamica in caso di caduta.	EN 1991-1-1
4.3	Movimento del terreno	Permanente	Indiretta	Libera	Statica		EN 1997
4.3	Pressione della terra	Permanente/ Variabile	Diretta	Libera	Statica		EN 1997
4.4	Precompressione	Permanente/ Variabile	Diretta	Fissa	Statica	Variabile per il progetto locale (ancoraggi).	EN 1990, dalla EN 1992 alla EN 1999
4.5	Deformazione imposta	Permanente/ Variabile	Indiretta	Libera	Statica		EN 1990
4.6	Temperatura	Variabile	Indiretta	Libera	Statica		EN 1991-1.5
4.6	Ritiro/effetti dell'idratazione	Permanente/ Variabile	Indiretta	Libera	Statica		EN 1992, EN 1993, EN 1994
4.7	Azione del vento	Variabile/ Eccellente	Diretta	Fissa/Libera	Statica/dinamica	*)	EN 1991-1-4
4.8	Carichi da neve	Variabile/ Eccellente	Diretta	Fissa/Libera	Statica/dinamica	*)	EN 1991-1-3
4.9	Azioni dovute all'acqua	Permanente/ Variabile/ Eccellente	Diretta	Fissa/Libera	Statica/dinamica	Permanente/ variabile a seconda delle specifiche del progetto. Dinamica per correnti d'acqua, se pertinente.	EN 1990
4.10	Carichi dovuti al ghiaccio	Variabile	Diretta	Libera	Statica/dinamica	*)	ISO 12494
4.12	Eccellente	Eccellente	Diretta/Indiretta	Libera	Statica/dinamica	*)	EN 1990, EN 1991-1-7
4.13	Sismica	Variabile/ Eccellente	Diretta	Libera	Dinamica	*)	EN 1990 (4.1), EN 1998

*) È necessario esaminare i documenti di origine insieme all'appendice nazionale in cui possono essere fornite ulteriori informazioni rilevanti.

Fig1.9 Tab. azioni da considerare EC1-2.6

In aggiunta a questi carichi (che successivamente verranno analizzati uno ad uno) vi sono poi i carichi riferiti esclusivamente alla costruzione:

prospetto 2.2 **Classificazione dei carichi dovuti alla costruzione**

Punti correlati nella presente norma	Azione (breve descrizione)	Classificazione				Commenti	Fonte
		Variabile col tempo	Classificazione/ origine	Variabile spaziale	Natura (statica/dinamica)		
4.11	Personale e utensili a mano	Variable	Diretta	Libera	Statica		
4.11	Materiali di stoccaggio mobili	Variable	Diretta	Libera	Statica/dinamica	Dinamica in caso di caduta di carichi.	EN 1991-1-1
4.11	Attrezzatura non-permanente	Variable	Diretta	Fissa/Libera	Statica/dinamica		EN 1991-3
4.11	Macchinari pesanti e attrezzature mobili	Variable	Diretta	Libera	Statica/dinamica		EN 1991-2, EN 1991-3
4.11	Accumulo di materiali di scarto	Variable	Diretta	Libera	Statica/dinamica	Possono produrre carichi su, per esempio superfici verticali.	EN 1991-1-1
4.11	Carichi dovuti a parti della struttura in condizioni temporanee	Variable	Diretta	Libera	Statica	Sono esclusi effetti dinamici.	EN 1991-1-1

Fig1.10 Tab. classificazione azioni da costruzione EC1-2.6

Quest'ultimi carichi sono visti come variabili, per tener conto della loro estrema indipendenza dalla destinazione finale dell'opera. I macchinari, la manodopera e gli stessi materiali seguono le lavorazioni e quindi possono interessare momentaneamente zone o tutta la struttura.

La stima dei carichi dovuti alla costruzione è molto sensibile alla tipologia di prefabbricato e alle lavorazioni che vengono richieste in cantiere.

Si fa presente che, in base alla posizione, all'utilizzo e alla frequenza di utilizzo le attrezzature, le gru e i materiali in generale possono essere considerati come azioni fisse o libere. Nel caso si scelga la dicitura fissi è necessario fissare la tolleranza entro la quale la dicitura rimane vera.

Per quanto riguarda invece i carichi elencati nella prima tabella è possibile fare delle considerazioni generali senza entrare nel merito della tipologia di prefabbricato considerato.

Gli Stati Limite da considerare si riferiscono alle situazioni di progetto che si presentano quindi:

- Transitoria
- Eccezionale
- Sismica

E devono recepire, ove vi siano, le fasi esecutive della struttura come le loro possibili variazioni.

Ad ogni situazione di progetto deve corrispondere una durata nominale al più uguale alla durata delle lavorazioni previste in quella fase. A partire poi dalla durata nominale si può stimare il periodo di ritorno delle azioni variabili [EC1 2.6 §3.4(2)].

In particolare nel caso delle azioni climatiche la norma prescrive:

prospetto 3.1 Periodi di ritorno raccomandati per la determinazione dei valori caratteristici delle azioni climatiche	
Durata	Periodo di ritorno (anni)
≤3 d	2 ^{a)}
≤3 mesi (ma >3 d)	5 ^{b)}
≤1 anno (ma >3 mesi)	10
>1 anno	50
a)	Una durata nominale di tre giorni, da scegliere per brevi fasi esecutive, corrisponde al periodo temporale in cui le previsioni meteorologiche sono affidabili per la posizione del sito. Questa scelta può essere mantenuta per una fase esecutiva un pò più lunga se vengono prese adeguate misure organizzative. Il concetto di periodo di ritorno medio non è generalmente appropriato per brevi durate.
b)	Per una durata nominale fino a tre mesi le azioni possono essere determinate considerando appropriate variazioni climatiche stagionali o di più breve termine. Per esempio, la grandezza di piena di un fiume dipende dal periodo dell'anno considerato.

Fig1.11 Tab. periodi di ritorno azioni climatiche EC1-2.6

Nella futura combinazione delle azioni climatiche (che siano dovute a neve o vento) con le azioni permanenti da costruzioni, si raccomanda che i tempi di riferimento e quindi le durate delle lavorazioni, siano precedentemente stabilite.

Nella verifica devono essere stimate anche le imperfezioni geometriche che possono accidentalmente incorrere nella fase di costruzione.

La normativa stessa infine, al capitolo §3.1, raccomanda che le verifiche sulla struttura tengano conto delle appropriate geometrie e resistenze della struttura parzialmente completata, in ogni suo step esecutivo; la verifica quindi deve essere fatta in relazione alla situazione di progetto decisa.

Nel seguito del capitolo verranno analizzati i principali carichi a cui una struttura in fase di costruzione può essere sottoposta. Si escludono dalla trattazione le sollecitazioni dovute a temperatura e sollecitazioni imposte (ad esempio la precompressione) poiché l'analisi generale agli stati limite è sufficiente a inquadrare il problema.

1.2.Azioni Climatiche

Una sollecitazione rilevante, soprattutto nei confronti di strutture con grandi dimensioni e con poca densità strutturale, come possono essere i prefabbricati, è quella dovuta alle azioni climatiche.

Il vento, nelle sue varie componenti, e la neve sono sempre prese in considerazione nell'analisi della struttura finita, ma ciò che in questo capitolo si vuole indagare è cosa varierebbe se si volesse effettuare la verifica della struttura in una sua fase provvisoria?

Come già in precedenza fatto si partirà di base dal DM 14 Gennaio 2008, per poi confrontare e/o integrare la normativa con gli Eurocodici o delle normative specifiche.

1.2.1.Vento

In questo paragrafo ci occuperemo delle azioni dovute al Vento Naturale; il capitolo di riferimento nella normativa Italiana è il §3.3, mentre negli Eurocodici ci riferiamo all'EC1-4.

La stima della sollecitazione dovuta al vento naturale, avviene sulle zone da esso caricate della struttura. Con "Zone della Struttura" si possono intendere parti di essa o elementi ad essa collegati (come possono essere i parapetti di sicurezza o le strutture provvisorie tipo i ponteggi).

Punto primo della stima di tale azione è la definizione del valore caratteristico del vento sulle strutture poggiate al suolo; tale valore dipende dall'ubicazione del sito, dalla topografia e dalle condizioni climatiche. La normativa nazionale, attraverso annuali, ha suddiviso il territorio in modo da stimare i valori caratteristici per ciascuna zona.

Il secondo punto invece prevede lo studio della risposta della struttura sollecitata dalle azioni del vento (fattori di struttura C_s , C_d) quindi come essa si comporta nel campo di moto del vento.

La norma sottolinea subito il fatto che le situazioni di progetto notevoli (quelle cioè per cui vale la pena studiare l'effetto del vento) sono tutte quelle in cui avvengono cambiamenti strutturali, quindi l'intera fase di costruzione deve essere considerata poiché avvengono numerose variazioni della costruzione che non sempre possono dirsi momentanee.

In generale il vento si manifesta come una distribuzione di pressioni agenti, in primis, sulla parte esterna della struttura. In caso di superfici di notevoli dimensioni, la porosità dei materiali può dar vita anche ad effetti tangenziali dovuti all'attrito tra la superficie e l'aria.

I valori caratteristici sono determinati a partire dai valori di base della velocità del vento o della pressione dinamica, con una probabilità di superamento annuale del 0,02 (quindi con un periodo di ritorno di 50 anni). L'azione che questo valore caratteristico induce sulla struttura dipende dalle caratteristiche strutturali (forma e dimensioni) e dinamiche della costruzione.

Partendo dalla velocità del vento, essa calcolata a partire da una componente media, corretta in funzione a parametri forniti in base alla regione in cui sorge il prefabbricato in esame.

$$\begin{aligned} \text{per } a_s \leq a_0 \quad v_b &= v_{b0} \\ \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ [m]} \quad v_b &= v_{b0} + k_a(a_s - a_0) \end{aligned}$$

As è l'altitudine dell'ubicazione s.l.m.; mentre i restanti parametri si possono ricavare dalla Tab.

3.3.1 dell'NTC08.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Fig1.12 Tabella parametri vento NTC8 §3.3.1.

Per altre situazioni particolari (ad esempio luoghi ad una altezza superiore ai 1500[m]) è necessaria una indagine statistica particolare o il riferirsi a regolamenti locali.

Già parlando della velocità di riferimento, tuttavia, è necessaria, nel nostro caso, una precisazione: come prima affermato, la norma prevede che i valori della tabella 3.3.1 si riferiscano a periodi di ritorno pari a 50 anni. Nel caso delle fasi costruttive questo tempo di riferimento è decisamente eccessivo poiché, per quanto le fasi costruttive possano essere distanti tra loro, la loro vita nominale non supera mai i 50 anni.

A questo riguardo iniziano le “differenze” d’approccio tra la normativa italiana e quella Europea. L’NTC, all’interno della Circolare Esplicativa del 2 febbraio 2009, prevede che si possa far variare il tempo di riferimento del vento tra i 10 e i 500 anni moltiplicando il valore v_b per un coefficiente correttivo al quale corrisponde la seguente espressione ([C3.3.2]):

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

In questa maniera è possibile correggere i valori della velocità di riferimento. La circolare fornisce anche una tabella dalla quale è facile capire come α_R sia pari a 1 per un tempo di ritorno di 50 anni:

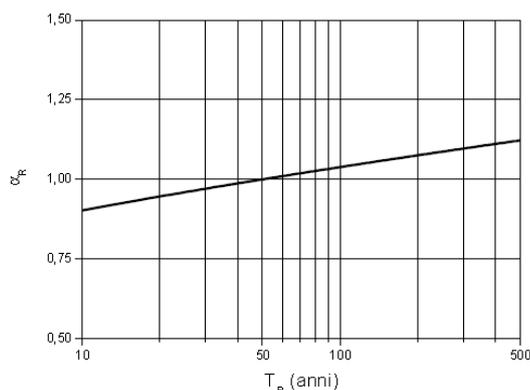


Figura C3.3.1 – Valori del coefficiente α_R in funzione del periodo di ritorno T_R

Fig.1.13 Andamento α_R in funzione a T_r .

Parlando di fase costruttiva, sembra molto limitante il fatto di poter scegliere al massimo un periodo di ritorno pari a 10 anni; molte fasi costruttive hanno infatti durata molto minore, e già considerarla pari a 1 anno può essere a favore di sicurezza.

L'Eurocodice a questo riguardo ha un approccio più elastico; parlando di azioni climatiche (EC1-4 prospetto 3.1) definisce le probabilità di superamento anche per vite nominali molto più brevi:

prospetto 3.1 Periodi di ritorno raccomandati per la determinazione dei valori caratteristici delle azioni climatiche	
Durata	Periodo di ritorno (anni)
≤3 d	2 ^{a)}
≤3 mesi (ma >3 d)	5 ^{b)}
≤1 anno (ma >3 mesi)	10
>1 anno	50

a) Una durata nominale di tre giorni, da scegliere per brevi fasi esecutive, corrisponde al periodo temporale in cui le previsioni meteorologiche sono affidabili per la posizione del sito. Questa scelta può essere mantenuta per una fase esecutiva un pò più lunga se vengono prese adeguate misure organizzative. Il concetto di periodo di ritorno medio non è generalmente appropriato per brevi durate.

b) Per una durata nominale fino a tre mesi le azioni possono essere determinate considerando appropriate variazioni climatiche stagionali o di più breve termine. Per esempio, la grandezza di piena di un fiume dipende dal periodo dell'anno considerato.

Fig.1.14 Tabella periodi di ritorno azioni climatiche EC1-4

Fissata la probabilità per la fase transitoria (in funzione al periodo di ritorno) si può stimare un fattore di probabilità c_{prob} definito come:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \ln(-\ln(0.98))} \right)$$

Dove K e n possono essere forniti dalla appendice nazionale o, in generale, essere posti uguali rispettivamente a 0,2 e 0,5.

In questa maniera sarà possibile quindi modificare la velocità di riferimento del vento, entrando semplicemente nella seguente tabella data da normativa (oppure con calcoli rigorosi):

Rapporto $v_{ref}(p) / v_{ref}$ per $K_1 = 0,2$ e $n = 0,5$

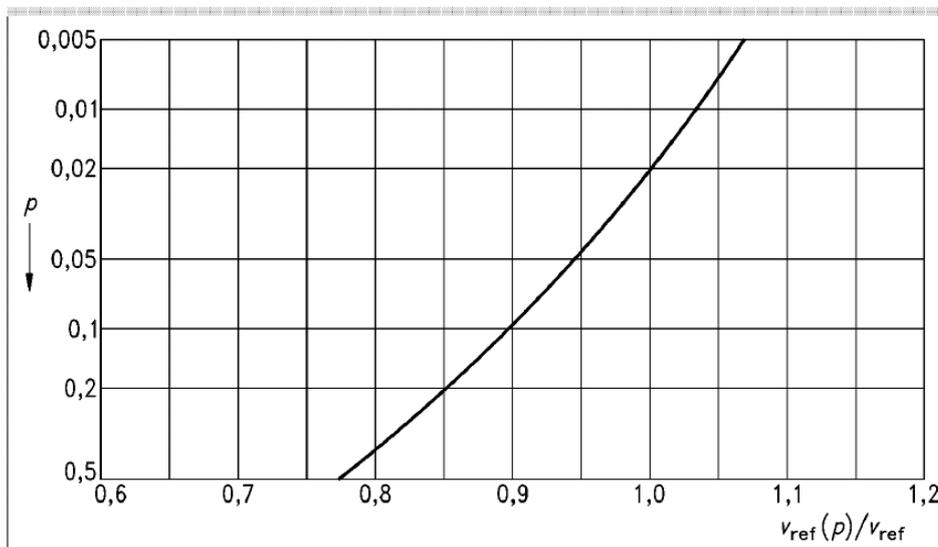


Fig.1.15 Velocità del vento per probabilità variabili di accadimento.

L'approccio Europeo è stato in parte assimilato delle normative Italiane nella CNR 207/2008, dalla quale si può estrarre un approccio per i tempi di ritorno minori di 10 anni:

$$v_r = v_b c_r \text{ con } c_r = \begin{cases} 0.75 & \text{per } T_r < 1 \text{ anno} \\ 0.75 + 0.0652 \ln(T_r) & \text{per } 1 < T_r \leq 5 \text{ anni} \\ 0.65 \left[1 - 0.138 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right] \right] & \text{per } 5 < T_r \leq 10 \text{ anni} \end{cases}$$

Tale formula "pareggia i conti" con l'EC1. Tuttavia per l'EC1 la velocità di riferimento non si riferisce semplicemente al calcolo di $v_{b,0}$ ma vengono applicati dei coefficienti correttivi per considerare molteplici parametri, in particolare la caratteristica di temporaneità di una struttura; la relazione infatti si presenta come:

$$V_{ref} = C_{dir} * C_{tem} * C_{alt} * V_{b,0}$$

I vari coefficienti c_i che moltiplicano il valore medio, generalmente, per costruzioni comuni, sono unitari. c_{dir} e c_{alt} correggono il valore nel caso di particolari condizioni altimetriche o di direzione del vento rispetto la struttura (il valore dei coeff. è dato nelle appendici nazionali dell'Eurocodice), mentre il coefficiente che più ci interessa è il cosiddetto c_{tem} che può variare notevolmente se si considera la fase di esecuzione temporanee della struttura.

La normativa con la dicitura strutture temporanee raccoglie:

- Strutture durante la costruzione nelle sue fasi temporanee principali;
- Strutture con tempo di vita molto minore di 10anni;

Come i precedenti, anche il coefficiente temporaneo è definito dagli annessi nazionali alla normativa. L'Italia non prevede correzioni al valore del vento medio per strutture provvisorie o temporanee; altre nazioni invece le prevedono.

Belgio: si effettua la correzione per strutture con vita minore di un mese; la correzione varia in funzione al periodo in cui la struttura è utilizzata.

Mese	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
c_{TEM}	0,775	0,775	0,742	0,707	0,671	0,671	0,671	0,671	0,707	0,742	0,806	0,775

Nota c_{TEM} per la durata di esecuzione di un mese.

$$K = 0,2 \quad n = 0,5$$

Fig1.16 Valori di c_{tem} Belgio.

Germania: la correzione varia in funzione alla durata del periodo di utilizzazione della struttura, senza distinguere il periodo dell'anno.

Durata della situazione transitoria	Accorgimenti nel caso di bufere di vento		Accorgimenti non possibili
	a protezione	rinforzo	
	c_{TEM}		
1 giorno	0,3	0,3	0,5
2 - 3 giorni	0,3	0,5	0,8
4 giorni - 4 mesi	0,5	0,65	
5 mesi - 4 anni			

Fig1.17 Valori di c_{tem} Germania.

Regno Unito: la norma mette insieme le due casistiche appena presentate; vengono riportati i valori da attribuire al coeff. Temporaneo e la norma oltretutto fa presente che deve essere valutato pure se il tempo di ritorno dell'azione del vento è plausibile con la vita ridotta della struttura temporanea.

prospetto A.5 Valori del fattore temporaneo, c_{TEM}

Periodi inferiori ad un anno 1 mese		2 mesi		4 mesi	
Gennaio	0,98	da Gennaio a Febbraio	0,98	da Gennaio ad Aprile	0,98
Febbraio	0,83	da Febbraio a Marzo	0,86	da Febbraio a Maggio	0,80
Marzo	0,82	da Marzo ad Aprile	0,83	da Marzo a Giugno	0,83
Aprile	0,75	da Aprile a Maggio	0,75	da Aprile a Luglio	0,76
Maggio	0,69	da Maggio a Giugno	0,71	da Maggio ad Agosto	0,73
Giugno	0,66	da Giugno a Luglio	0,67	da Giugno a Settembre	0,83
Luglio	0,62	da Luglio ad Agosto	0,71	da Luglio ad Ottobre	0,86
Agosto	0,71	da Agosto a Settembre	0,82	da Agosto a Novembre	0,90
Settembre	0,82	da Settembre ad Ottobre	0,85	da Settembre a Dicembre	0,96
Ottobre	0,82	da Ottobre a Novembre	0,89	da Ottobre a Gennaio	1,00
Novembre	0,88	da Novembre a Dicembre	0,95	da Novembre a Febbraio	1,00
Dicembre	0,94	da Dicembre a Gennaio	1,00	da Dicembre a Marzo	0,98

Fig1.18 Valori di c_{tem} Regno Unito.

Ogni nazione ha il suo approccio più o meno raffinato e accurato. In generale il coefficiente è inferiore all'unità per appunto ridurre la sollecitazione vista la vita ridotta.

Nell'esempio numerico che seguirà verranno confrontate le due tipologie di stima (Italiana ed Europea) e sottolineate le differenze.

Nota la velocità di riferimento, bisognerà trasformarla in una forza equivalente capendo come si raffronta con la struttura. Il vento, infatti, può agire sulla struttura come pressione esterna, interna o, nel caso di strutture di grandi dimensioni, come forza tangenziale.

Per calcolare la pressione del vento bisognerà raccogliere informazioni relative alla struttura e al suo comportamento nel campo del vento; note le pressioni, il passaggio alle forze è immediato se esse si moltiplicano per l'area su cui agiscono.

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad [3.3.2] \quad \S 3.3.4$$

Dove le varie componenti corrispondono rispettivamente a: componente cinetica $\frac{1}{2} \rho v_{b,0}^2$,

coefficiente di esposizione, coefficiente di forma e coefficiente dinamico.

Per i primi due coefficienti la trattazione non cambia molto nel caso dei prefabbricati in fase di costruzione: c_e è funzione della quota del punto considerato e dalla scabrezza della zona circostante. La relazione, per quote sotto i 200[m], è del tipo:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min})$$

I vari valori dei parametri sono assegnati nella tabella 3.3.II e le categorie di esposizione, con le classi di rugosità, sono date nella tabella successiva.

Anche i codici europei seguono queste linee guida e non ci sono particolari cautele nei confronti delle fasi provvisorie.

Differente cosa avviene invece per il coefficiente dinamico che nella normativa italiana si confonde con il coefficiente di forma. Entrambi i parametri infatti variano in funzione alle caratteristiche geometriche della struttura; nella fase di costruzione la struttura si evolve e cambiando forma cambiano i coefficienti.

Prendendo ad esempio l'Eurocodice, il coefficiente dinamico, con il relativo approccio dettagliato, viene analizzata solo se si tratta di strutture più alte di 200[m], ponti con campate di dimensioni notevoli o in generale strutture con coeff. dinamici maggiori di 1,2. Nel caso più semplice, ad esempio, di colonne prefabbricate isolate i coeff. potrebbero essere:

Valori di c_d per ciminiere di acciaio saldate senza rivestimento

Legenda

- X Diametro b in m
- Y Altezza h in m
- 1 Per $c_d > 1,2$ usare il metodo riportato nell'appendice B
- 2 Criteri per il distacco dei vortici
- 3 $c_d = 0,95$ per interpolazione
- 4 Vento

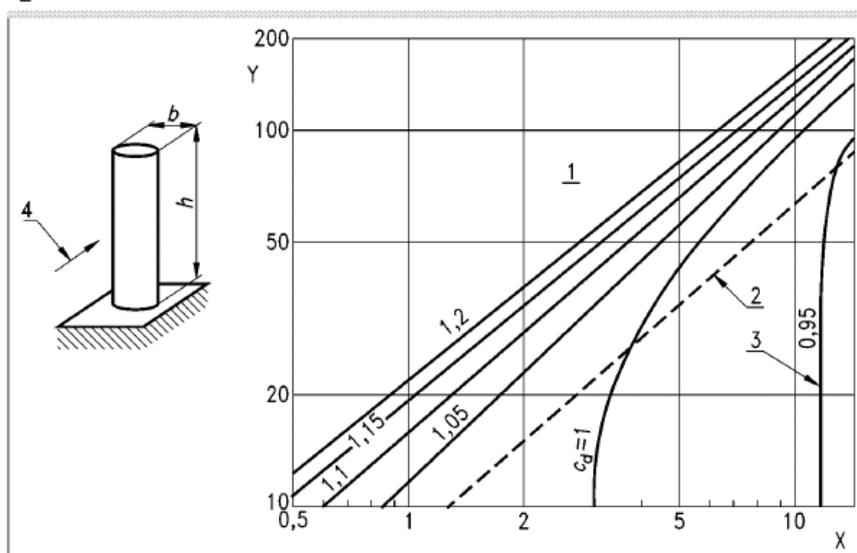


Fig1.19 Valori coeff. dinamico per colonne in acciaio.

LegendaX Diametro b in mY Altezza h in m1 Per $c_d > 1,2$ usare il metodo riportato nell'appendice B

2 Criteri per il distacco dei vortici

3 Vento

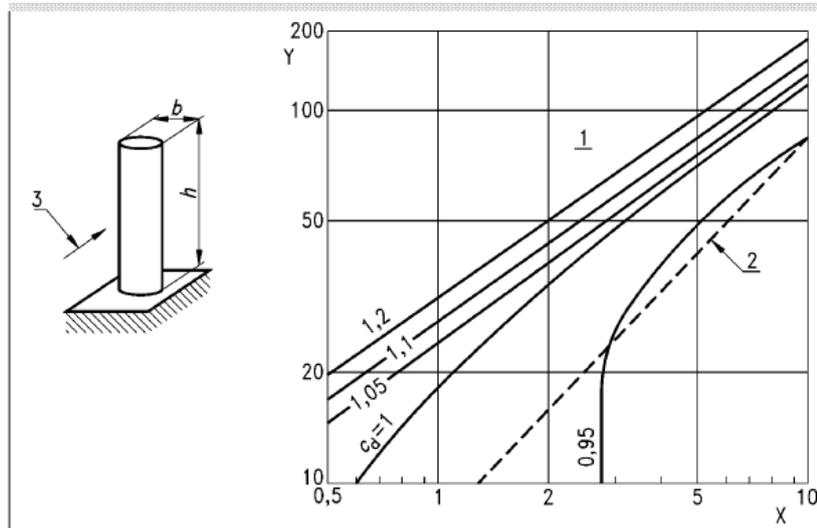


Fig1.20 Valori coeff. dinamico per colonne miste.

Tabelle che differiscono in base alla tipologia di colonna che viene utilizzata.

Altri effetti dinamici da considerare sono il distacco di vortici, instabilità aeroelastica e l'interferenza dinamica. Per capire se essi sono rilevanti esistono tabelle semplificate oppure il ricorso alla procedura estesa.

Nel caso di numerosi elementi isolati o zone in cui il vento ha una pericolosità elevata, la procedura estesa si articola nei seguenti punti:

- Scelta dei parametri geometrici necessari per il singolo elemento;

figura B.1 Altezza equivalente z_{equ}

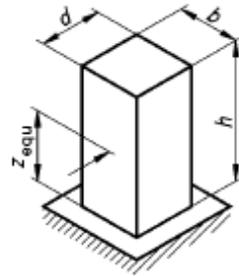
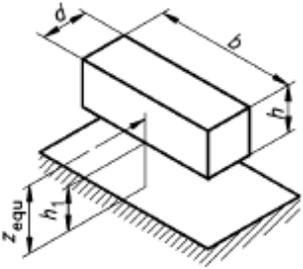
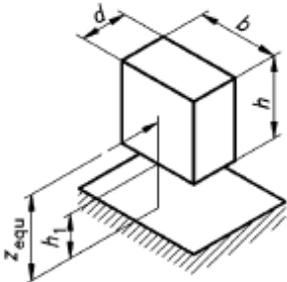
<p>Strutture verticali (per esempio: edifici, ciminiere, torri, ecc.) $z_{equ} = 0,6 \cdot h \cdot z_{min}$</p>	
<p>Strutture orizzontali (per esempio: ponti, cavi, ecc.) $h = b; d = b; e \text{ b/h}_1 \geq 0,5$ $z_{equ} = h_1 + h/2 \geq z_{min}$</p>	
<p>Strutture puntiformi (per esempio: lampioni, serbatoi sospesi, ecc.) $b/h_1 < 0,5; h/h_1 < 0,5$ $z_{equ} = h_1 + h/2 \geq z_{min}$</p>	

Fig1.21 Stima z_{eq} secondo EC1-4.

- Calcolo del fattore dinamico;

$$c_d = \frac{1 + 2gI_v(z_{equ})\sqrt{Q_0^2 + R_0^2}}{1 + 7I_v(z_{equ})}$$

Dove z (z_{equ}) è il parametro geometrico scelto prima; I_v è l'intensità di turbolenza; g è il fattore di picco; Q_0 rappresenta la parte di risposta quasi statica; R_0 stima la parte di risposta risonante.

- Stima di $I_v(z_{equ})$

$$I_v(z_{equ}) = \frac{1}{c_t(z_{equ}) \ln\left(\frac{z_{equ}}{z_0}\right)}$$

Con: C_t coefficiente topografico, Z_0 lunghezza di rugosità.

- Calcolo del fattore di picco g ;

$$g = \sqrt{2 \ln(vt)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(vt)}}$$

$T=600$ [sec], tempo su cui è mediata la velocità di riferimento del vento; v frequenza attesa calcolabile con la seguente espressione $v = \sqrt{\frac{v_0^2 Q_0^2 + n_{x,1}^2 R_x^2}{Q_0^2 + R_x^2}}$, i parametri sono $n_{x,1}$ è la frequenza fondamentale in Hz della struttura nella direzione del vento (approssimazioni in C.4) e v_0 è la frequenza attesa delle raffiche (tabellata) che si calcola come:

$$v_0 = \frac{v_m(z_{\text{equ}})}{L_i(z_{\text{equ}})} \cdot \frac{1}{1,11 \cdot S^{0,615}} \quad [\text{B.6}]$$

con:

$$S = 0,46 \cdot \left(\frac{b+h}{L_i(z_{\text{equ}})} \right) + 10,58 \cdot \left(\frac{\sqrt{b \cdot h}}{L_i(z_{\text{equ}})} \right) \quad [\text{B.7}]$$

dove:

b, h è la larghezza e altezza della struttura come fornite nella figura B.1;
 $v_m(z_{\text{equ}})$ è la velocità media del vento $v_m(z)$ per $z = z_{\text{equ}}$ fornita dalla formula [B.1];
 $L_i(z_{\text{equ}})$ è la scala integrale della turbolenza per $z = z_{\text{equ}}$ data dalla formula [B.8].

Infine Q_0 , parte di risposta quasi statica, è data da una tabella della normativa in funzione ad un parametro adimensionale:

figura B.5 Parte di risposta quasi-statica Q_0

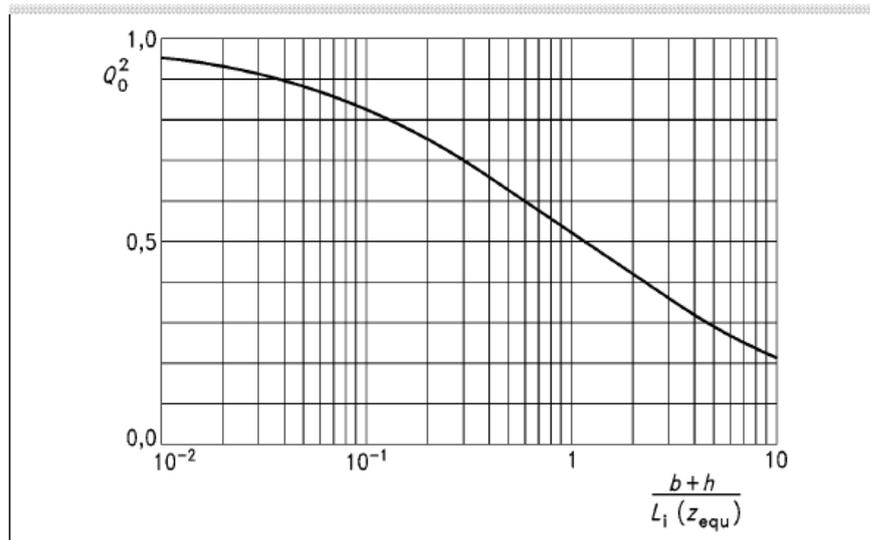


Fig1.22 Grafico dipendenza risposta quasi statica.

Dove con L_i (scala integrale di turbolenza) intendiamo il valore ricavato dalla seguente tabella:

Legenda

- X L_i in m
- Y z in m
- 1 $\epsilon = 0,13$ - categoria 1
- 2 $\epsilon = 0,26$ - categoria 2
- 3 $\epsilon = 0,37$ - categoria 3
- 4 $\epsilon = 0,46$ - categoria 4

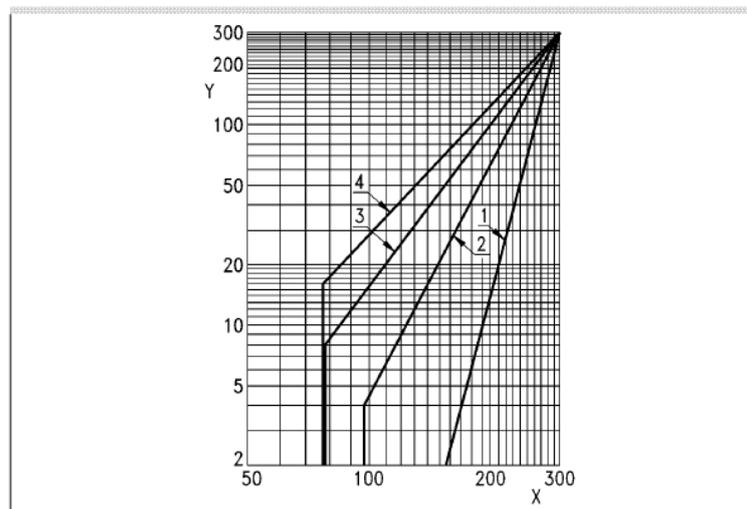


Fig.1.23 Stima scala integrale di turbolenza.

Per completare in calcolo del coefficiente dinamico tocca infine alla componente di parte dinamica del moto:

- Stima della parte di risposta risonante della struttura;

$$R_x^2 = \frac{x^2}{2\delta} R_N R_h R_b$$

Dove: δ è il decremento logaritmico della vibrazione nella direzione del vento, R_N è la funzione adimensionalizzata di densità spettrale di potenza data dalla seguente formula $R_N = \frac{n_{1,x} S_v(n_x)}{\sigma_v^2}$

dove $N_x = \frac{n_{1,x} L_i(Z_{equi})}{V_m(Z_{equi})}$; quest'ultimo valore può essere anche preso dalla seguente tabella:

Funzione adimensionale di densità spettrale di potenza R_N

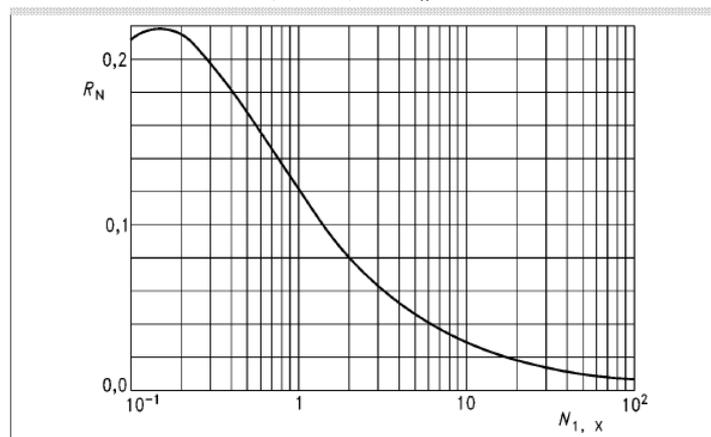


Fig.1.24 Stima Spettro di potenza.

Le norme tecniche italiane, pur avendo un procedimento simile nella norma del CNR prima citata, approssimano il coefficiente dinamico (nel caso italiano coeff. di forma) permettendo di calcolarlo elemento strutturale per elemento strutturale. Nel caso ad esempio di un telaio, i coefficienti di forma per le travi isolate, le travi multiple e le colonne prefabbricate, viste come corpi cilindrici, possono essere trattate singolarmente. La pressione verrà stimata elemento per elemento.

Nello specifico:

- Travi Isolate (§C3.3.10.4.1)

$$c_p = 2 - 4/3\varphi$$

Per $0 \leq \varphi < 0.3$ con $\varphi = S_p/S$; con S si intende la superficie che è delimitata dal contorno della trave, mentre con S_p si intende la superficie della parte piana della trave.

$$c_p = 1.6$$

Per $0.3 \leq \varphi < 0.8$

$$c_p = 2.4 - \varphi$$

Per $0.8 \leq \varphi < 1$

- Travi Multiple (§C3.3.10.4.2)

Nel caso di travi disposte su telai paralleli, se la distanza tra di loro non è maggiore del doppio dell'altezza, il valore di pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un fattore riduttivo:

$$\mu = 1 - 1.2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq 2/3$$

$$\mu = 0.2 \quad \text{per } \varphi > 2/3$$

Per $d/h > 5$ gli elementi sono isolati; se il rapporto intermedio al valore 2 e 5 allora bisogna interpolare i risultati.

- Corpi Cilindrici (§C3.3.10.6):

Infine per corpi circolari di diametro d e altezza h il coefficiente di forma è il seguente

$$c_p = \begin{cases} 1.2 & \text{per } d\sqrt{q} < 2.2 \\ (1.783 - 0.263\sqrt{q}) & \text{per } 2.2 < d\sqrt{q} \leq 4.2 \\ 0.7 & \text{per } 4.2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

Con q pari al rapporto tra coefficiente di esposizione e carico cinetico del vento. L'area su cui agisce la pressione è la proiezione del cilindro sul piano. Da notare come quest'ultima relazione

restituisca circa i risultati dati dalle prime due tabelle riportate dall'Eurocodice (Fig1.19 e Fig1.20).

Ultima verifica da fare per i corpi cilindrici è quella relativa al distacco dei vortici. Se la frequenza data dalla formula di Strouhal (§3.3.9.2 [3.3.6]) si avvicina alla frequenza propria della struttura possono nascere fenomeni di risonanza.

Stimate le pressioni è facile ricavare le forze che gravano sulla struttura. Nel caso dei prefabbricati in fase di costruzione, quindi, le maggiori correzioni che le normative fanno sono rispetto alla velocità di riferimento e ai coefficienti che esprimono meglio le caratteristiche dei singoli elementi.

1.2.2.Neve

I carichi imposti dalla neve, in coincidenza di vento o in assenza, sono normati fino a quote di massimo 1500 [m], oltre questa altitudine è la normativa stessa che chiede studi specifici di comprovata validità.

La stima del carico dovuto alla neve secondo l'NTC08 §3.4.1 segue molteplici tendenze ed è in dipendenza a numerose variabili:

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

Dove: q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, μ_i è il coefficiente di forma della copertura, C_e e C_t sono il coefficiente rispettivamente di esposizione e termico.

Il vantaggio delle situazioni transitorie e delle fasi costruttive sta nella possibile assenza del tetto dalla struttura. Come è già avvenuto in altri capitoli della normativa, i primi riferimenti alla fase esecutiva e di messa in opera vengono inseriti nella norma europea relativa ai ponti. Nulla vieta quindi di allargare l'applicazione anche alla fase di costruzioni di diverse costruzioni.

Si parla di carico da neve in condizioni temporanee di costruzione se la durata di tale fase è comparabile e se è sensibile a cambi climatici di questo tipo. Qualora giustificato, il carico da neve non deve essere simmetrico o distribuito, ma deve massimizzare gli effetti di instabilità.

Il carico di riferimento con cui verrà effettuata a verifica è pari al 25% del carico da neve a terra (q_{sk}) [EC1-2-3].

L'interesse cade quindi nella stima della neve al suolo; tale stima è fatta, come per le piogge, in riferimento a statistiche ottenute da dati annuali di precipitazione che si devono protrarre per almeno 50 anni. La probabilità di accadimento generale è pari a 0,02.

Tecnicamente cambiando la probabilità di ritorno è possibile stimare il carico da neve per tempi di ritorno inferiori ai 50. Tuttavia la normativa stessa, nell'appendice C, dice che per tempi di riferimento inferiori ai 5 anni non ha senso stimare il carico da neve a terra.

Accettata questa limitazione è possibile stimare il carico da neve per probabilità maggiori attraverso una apposita forma che prende come base la distribuzione statistica di Gumbel.

$$S_k = S_n \left(\frac{1 + 2.5923V}{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722]} \right)$$

Dove: S_k è il carico da neve al suolo nella normativa europea [KN/m²], S_n è il valore che si vuole trovare in relazione al numero n di anni di ritorno, P_n è la probabilità annuale di superamento e V è il coefficiente di variazione. In assenza di rilevazioni sufficienti per determinare quest'ultimo parametro, V può essere preso pari a 0,5 semplificando di molto la relazione:

1.3. Azioni Sismiche

La stima delle azioni sismiche in fase di costruzione è una tematica in generale poco studiata. La normativa a cui si fa riferimento è sempre l'NTC08 (in particolare il §3.2 per la determinazione dell'azione sismica e il §7.6 che tratta della progettazione per azioni sismiche) ma molti riferimenti d'interesse si trovano anche nell'Eurocodice8 "Indicazione progettuali per la resistenza sismica delle strutture".

Il primo step progettuale consiste nella determinazione della pericolosità sismica generale della struttura e della zona in cui essa viene costruita.

A partire dalla pericolosità, sarà stimabile l'azione sismica, differentemente, in funzione all'analisi che si vuole compiere (§3.2 NTC08):

- Accelerazione orizzontale massima attesa a_g , in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.
- Ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R .
- Accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Primo parametro da considerare nella valutazione della pericolosità sismica è la *Vita Nominale dell'Opera*.

In generale (per una struttura) è necessario dare la definizione (in base al tipo di struttura, alla sua importanza e al suo grado di utilizzazione) della sua vita nominale. Tale parametro definisce il tempo medio durante il quale la struttura verrà utilizzata e quindi la vita "minima" che essa deve avere. Condizione fondamentale al rispetto della vita nominale, è che venga effettuata la manutenzione ordinaria e straordinaria prevista e pianificata già in sede di progettazione.

Si intuisce subito come la vita nominale per una struttura prefabbricata in fase di costruzione sia difficilmente stimabile.

Le fasi di montaggio, di produzione e di movimentazione degli elementi strutturali possono essere molto variabili; ne scaturisce che, quindi, anche le configurazioni provvisorie della struttura (fasi intermedie di montaggio) possono avere durata variabile.

La normativa nel capitolo §2.4.1 distingue le varie classi:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Fig.1.26 Tabella Vita Nominale NTC08.

Come si nota nel riquadro incorniciato in rosso, la verifica sismica per strutture con vita nominale inferiore a 2 anni può essere omessa. Cadrebbero in questa classificazione gran parte delle strutture in fase di costruzione.

Questa scelta da parte normativa italiana è da una parte ammissibile, ma dall'altra parte è forse troppo poco cautelativa: un sito a elevato rischio sismico lo è sia per una struttura "finita" che per una in fase di costruzione! La considerazione limite che può essere fatta è che la flessibilità strutturale, durante la costruzione, porta ad avere periodi di oscillazione T_1 grandi; le accelerazioni equivalenti non ricadono dunque nella zona di plateau dello spettro di progetto sismico, quindi le sollecitazioni dovute al sisma (anche in virtù delle poche masse in gioco) possono essere trascurate rispetto al vento o gli urti accidentali.

Questo approccio, molto lacunoso nei confronti delle fasi di montaggio, non considera la pericolosità sismica che la struttura può avere durante la costruzione: nelle fasi provvisorie possono infatti sorgere problematiche aggiuntive quali ad esempio (EC1 2.6 §3.3(4)):

- Non regolarità temporanea in pianta o altezza dovuta al piano di montaggio del prefabbricato.
- Anomala distribuzione delle masse.
- Sezioni con capacità resistente non ancora raggiunta.
- Mancanza di continuità strutturale.

Ovviamente, una progettazione basata su tempi di ritorno delle azioni pari a quelli delle strutture standard, sarebbe eccessivamente a favore di sicurezza e anti economica; non considerare per niente le azioni sismiche, però, può essere eccessivo.

Individuando le principali fasi costruttive, anche in funzione delle lavorazioni previste in cantiere, si può analizzare la resistenza sismica e la sicurezza della struttura ancora in fase di progettazione. Si tratterebbe così di una sorta di industrializzazione della costruzione visto che si avrebbe il controllo su di essa in ogni avanzamento (anche se provvisorio) della realizzazione.

C'è da sottolineare, per ultimo, il fatto che i prefabbricati, a differenza delle tipologie costruttive tradizionali, sono formati da elementi di notevoli dimensioni che possono rimanere per lunghi periodi in posizione provvisoria in attesa del completamento della struttura. Le tecnologie tradizionali invece sono sempre provviste di elementi di supporto che sostengono (e mantengono in sicurezza) la struttura fino al raggiungimento della resistenza sufficiente.

Tornando alle azioni sismiche, la vita nominale della struttura è importante poiché essa, in relazione con la classe d'uso, restituisce la vita di riferimento con la quale la normativa stima le azioni dovute al terremoto.

A partire dal capitolo § 2.4.2 dell'NTC si può ricavare la classe d'uso della struttura:

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

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

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

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

Tab1.27 Distinzione classi d'uso.

Definita quindi la struttura nelle sue caratteristiche qualitative, si procede stimando il periodo di riferimento attraverso la semplice formula:

$$V_R = V_N * C_u$$

Dove con V_n si intende la vita nominale prima descritta, mentre con C_u si vuole introdurre un coefficiente che varia in funzione della classe d'uso della struttura (anch'essa prima definita).

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Fig1.28 Coeff. C_u da NTC08.

Continuando a seguire le linee guida dell'NTC, si riporta direttamente il paragrafo relativo alle probabilità di superamento dell'evento. In funzione agli stati limite che vengono considerati si può ricavare il tempo di ritorno del sisma di riferimento:

Stati limite e relative probabilità di superamento

L' NTC '08 prevede i seguenti stati limite riguardo all'azione sismica:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

La circolare relativa riporta esplicitamente le formule per calcolare il periodo di ritorno T_R riferito a ciascun stato limite analizzato, in funzione del periodo di riferimento V_R stabilito in precedenza:

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^3) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^4)$

Nel caso in esame la struttura è progettata considerando lo stato limite ultimo SLV.

Fig1.29 stati limite combinazione Sismica.

Nel caso di una struttura in fase di costruzione, quindi supponendo con vita nominale superiore ai 2 anni (altrimenti non avrebbe "senso"), il calcolo tipo potrebbe essere il seguente:

$$T_R = 9,50 * V_r = 9,50 * 10$$

Gli stati limite che si considerano sono, generalmente, quelli ultimi e il periodo di ritorno risulterebbe inferiore ai 10 anni.

La norma italiana non permette però di prendere in considerazione $T_R < 35 \text{ anni}$ (C2.4.3), quindi paradossalmente la normativa lascia scegliere tra non fare alcuna verifica sismica o farla con un tempo di ritorno pari a 35 anni, senza possibilità intermedie.

Paradossalmente, stimare una vita nominale inferiore ai 2 anni, significa sgravarsi completamente dalle verifiche sismiche; mentre sceglierla di 3 o più anni significa considerare una azione sismica con tempo di ritorno pari a 35 anni!

Guardando alla normativa Europea, le cose apparentemente cambiano nel caso degli edifici. Fin dal capitolo relativo alla definizione dei carichi in fase di costruzione, EC1-2.6 (come visto nel paragrafo precedente), è apertamente dichiarata come azione da considerare l'azione sismica, senza distinzioni relative alla vita di riferimento. Inoltre proprio la distinzione tra le varie classi di vita nominale è più dettagliata e comprende anche le strutture temporanee:

prospetto 2.1 **Classificazione della vita utile di progetto**

Classe	Vita utile richiesta in progetto anni	Esempi
1	1 - 5	Strutture temporanee
2	25	Parti di strutture sostituibili, per esempio: ponteggi, appoggi
3	50	Strutture di edifici ed altre strutture comuni
4	100	Strutture di edifici monumentali, ponti ed altre strutture dell'ingegneria civile

Fig1.30 Vita Utile secondo EC1.

I presupposti ci sarebbero tutti per avere un approccio dettagliato alla stima dell'azione sismica in fase di costruzione, ma ciò, di fatto, non avviene. La norma europea, in ambito sismico, non considera la vita dell'edificio ma il suo coefficiente di importanza γ_I . L'azione di progetto riflette in genere un evento sismico con un periodo di ritorno di approssimativamente 475 anni. Tale evento ha una probabilità di essere superato che sta tra 0,10 e 0,19 per una vita di progetto che sta rispettivamente tra i 50 e i 100 anni. Quindi ancora una volta le fasi costruttive vengono escluse.

Spostandoci però al capitolo EC8-2 "Resistenza Sismica- Ponti" si trovano interessanti riferimenti alle fasi costruttive che potrebbero essere utili anche nel caso degli edifici.

La sensibilità alle fasi costruttive nei ponti è molto più accentuata, visto il maggior impiego di elementi prefabbricati (anche di elevate dimensioni) e all'importanza delle operazioni di varo che in molti casi sono dimensionanti per gli elementi strutturali.

Nella "prEN 1998 (EC8) – Annex A" "EVENTO SISMICO DI PROGETTO PER I PONTI E RACCOMANDAZIONI PER LA SCELTA DI UN EVENTO PER LA FASE DI COSTRUZIONE" si definiscono le linee guida per la stima del periodo di ritorno e della accelerazione al suolo per vite di progetto inferiori ai 50 anni.

Il paragrafo della norma sopra citata è una appendice informativa alla norma stessa, quindi può essere ancora soggetta a revisioni. In ogni caso permette di avere un approccio al tempo di ritorno del sisma che soddisferebbe le fasi di montaggio anche nel caso degli edifici.

Il tempo di ritorno sarebbe stimabile come:

$$t_r = 1 / (1 - (1 - p)^{\frac{1}{t_d}})$$

Dove con p si intende la probabilità di accadimento e con t_d la vita di progetto della struttura.

Sarebbe quindi necessario unicamente definire la durata della fase costruttiva della struttura (t_c) e la probabilità di superamento accettabile per poter avere una stima del periodo di ritorno.

Per valori di probabilità che non superino il 5% e durate inferiori ai 5 anni, la formula può essere semplificata (EC8-2 §A.2 [A.2]):

$$t_{rc} \cong \frac{t_c}{p}$$

Sempre col fine di ottenere approssimazioni accettabili, la stessa norma da una stima della accelerazione del terreno di progetto:

$$\frac{a_{gc}}{a_g} = \left(\frac{t_{rc}}{t_{r0}} \right)^k$$

Dove a_g è l'accelerazione del terreno che corrisponde a un tempo di ritorno t_{r0} pari a 475 anni e K deve essere stimato considerando una valutazione statistica affidabile dei dati sismici disponibili (valore compreso tra 0,3 e 0,45).

Confrontando i tempi di ritorno delle due normative a parità di stato limite di riferimento (SLV) e al variare di t_c otteniamo:

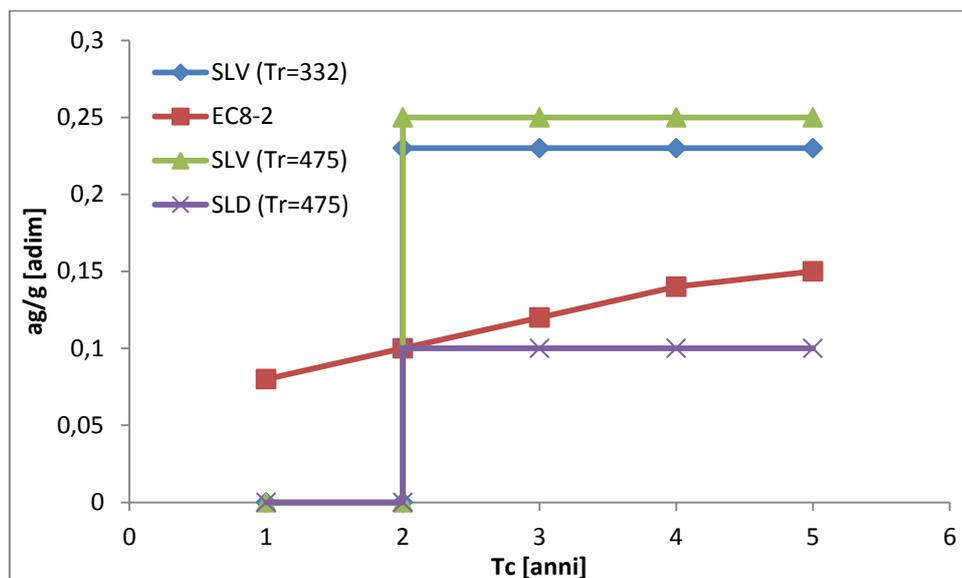
Durata Fase di Costruzione (t_c)	Tr (NTC08)	Tr (EC8-2 §A)
1	0	20
2	332	39
3	332	59
4	332	78
5	332	98

Tab1.1 Confronto Tempi di Ritorno.

L'Eurocodice è più flessibile e graduale nella stima delle azioni sismiche durante la fase di costruzione.

In termini di accelerazioni il confronto tra NTC e EC è possibile solo per T_c maggiori di 2 anni.

Ipotizzando una zona sismica (ad esempio la zona 2):



Tab1.2 Confronto Accelerazioni.

La stima fatta attraverso l'EC8, con una probabilità di accadimento pari al 5%, è equivalente alla stima fatta dall'NTC per gli SLD (con $T_r=475$ anni) per T_c pari a 2 anni. Per valori superiori di T_c la stima si attesta in un campo intermedio tra i valori agli stati limite di danno e agli stati limite di salvaguardia della vita.

Chiarita la questione relativa al tempo di riferimento, la stima sismica delle azioni prosegue, anche nel caso delle fasi costruttive, senza grosse differenze rispetto alle strutture standard.

Seguendo il procedimento del foglio excel per il calcolo degli spettri, che è stato messo a disposizione dal Ministero dei Lavori Pubblici, si procede con l'inquadramento geografico dell'opera:

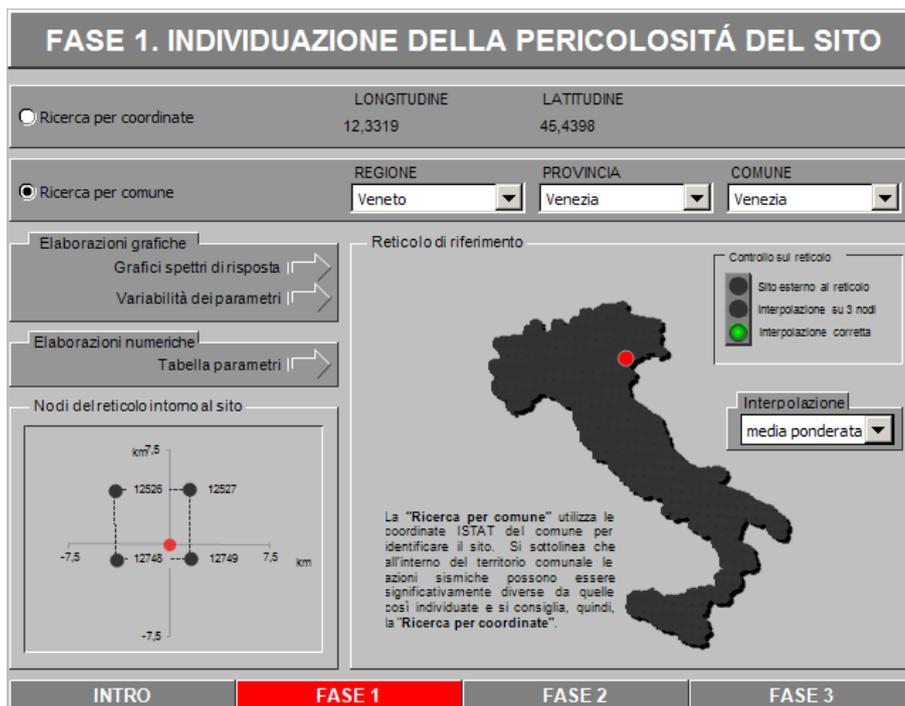


Fig1.31 Selezione del sito.

La modellazione dell'azione sismica è quindi condotta tramite l'individuazione di spettri di risposta in funzione del sito in esame, delle caratteristiche del sottosuolo e della struttura.

Per la struttura si inseriscono i parametri prima ricavati come V_n e C_u :

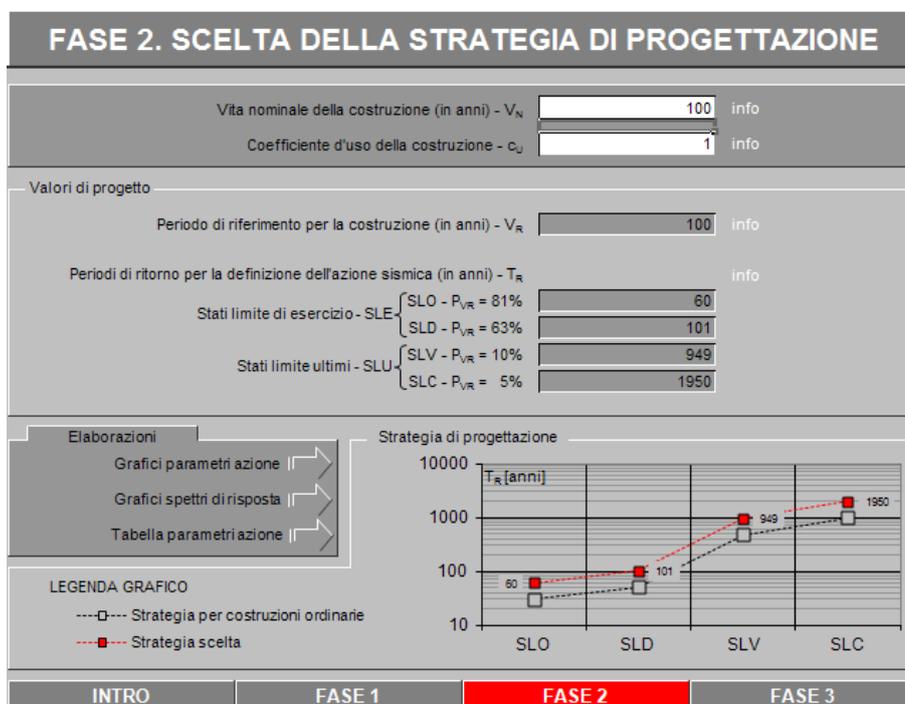


Fig1.32 Inserimento parametri struttura.

La normativa poi, per quanto riguarda il sottosuolo, presenta le seguenti tipologie di terreno:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Fig1.33 Classificazione Terreno.

Inoltre, altro fattore che influisce sullo spettro, c'è la topografia che tiene conto dell'ubicazione della struttura all'interno del sito in esame ed è determinata all'interno di una casistica prevista dalla normativa:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Fig1.34 Classificazione Topografica.

Inseriti pure questi parametri all'interno del documento del ministero, viene restituito uno spettro, in funzione allo stato limite che si vuole considerare, con il quale vengono stimate le azioni sulla struttura.

Ad esempio per le verifiche agli SLU, lo spettro di progetto da utilizzare ($S_d[T]$), sia per le componenti orizzontali che per quelle verticali, è lo spettro corrispondente alle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_v (considerata con le ordinate ridotte sostituendo η , spettro di risposta elastico, con $1/q$).

Lo spettro di progetto è dunque definito:

$$0 \leq T \leq T_b \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_0}{q} \left[\frac{T}{T_b} + \frac{q}{F_0} (1 - T/T_b) \right]$$

$$T_b \leq T \leq T_c \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_0}{q}$$

$$T_c \leq T \leq T_d \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_0 T_c}{q T}$$

$$T_d \leq T \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_0 T_c T_d}{q T^2}$$

dove T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale.

Gli altri fattori presenti nelle formule si presentano come:

$S = S_s \cdot S_T$	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$	fattore che altera lo spettro elastico considerando gli smorzamenti viscosi convenzionali
F_0	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
$T_c = C_c \cdot T_c^*$	periodo inizio tratto a velocità costante dello spettro
T_c^*	periodo d'inizio velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale suolo A
C_c	coefficiente funzione della categoria di suolo
$T_B = T_c / 3$	periodo inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro
$T_D = 4,0 \cdot (a_g/g) + 1.6$	periodo inizio tratto a spostamento costante dello spettro

Dove S_s e C_c sono funzioni della categoria di sottosuolo.

Fino a questo passaggio non vi sono differenze dovute al carattere provvisorio dell'opera.

La trattazione torna a distinguere le strutture standard da quelle in fase di costruzione parlando del fattore di struttura.

Tale coefficiente permette di passare dallo spettro elastico, allo spettro di progetto, in funzione alle caratteristiche dissipative che ha la struttura. A classi alte di duttilità (CD"A") corrispondono sollecitazioni minori, a parità di spettro, rispetto a classi basse di duttilità (CD"B") o rispetto a strutture non dissipative.

Gli edifici civili hanno tutti una propensione ad accumulare l'energia dovuta al sisma attraverso deformazioni interne. Tali deformazioni sono proporzionali alla duttilità degli elementi dissipativi interni alla struttura (controventature, nodi trave-pilastro, ecc.).

Nel caso della fase di costruttive la struttura non ha ancora sviluppato la continuità, quindi deve essere considerata come un *Sistema non Dissipativo*. Non avendo propensione ad assorbire l'energia del terremoto sotto forma di deformazioni, non sarà possibile ridurre lo spettro elastico e bisognerà prendere il fattore di struttura pari a 1.

In riferimento alle strutture non dissipative la normativa italiana afferma al capitolo §7.2.1

“Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.”

In questo caso però la trattazione vale anche agli SLU entrando in gioco la perdita di capacità portante della struttura.

Riassumendo, quindi, le differenze principali nella stima delle azioni sismiche tra le strutture in fase di costruzione e quelle completate sono:

- Stima del Tempo di ritorno della azioni sismica; sia che si tratti di stima diretta (spettro) sia che si tratti di stima indiretta (accelerogrammi).
- Valutazione del fattore di struttura.

La sensazione generale, sia nel codice Italiano che in quello Europeo, è che una eventuale verifica sismica delle fasi provvisorie sia lasciata all'interpretazione del progettista. Frasi tipo:

“Durante l'esecuzione le azioni sismiche devono essere prese in considerazione ove richiesto dalle autorità competenti o da specifiche di progetto. Le fasi durante le quali le verifiche devono essere compiute dovrebbero essere chiaramente definite nelle specifiche di progetto.” [EC1 2.6 §4.9(1)]

“Le fasi costruttive, quando rilevanti, devono essere considerate nella progettazione, nell'analisi e nella verifica delle strutture composte.” [NTC08 §4.3.1.3]

Testimoniano come non siano date linee guida unificate sulla trattazione delle fasi costruttive. Questo rappresenta di sicuro un vuoto nel panorama normativo; in particolare nelle strutture

prefabbricate è necessario un approccio più rigoroso visto in continuo susseguirsi delle fasi costruttive con la mobilitazione di elementi strutturali (anche) di grandi dimensioni.

1.4. Azioni Eccezionali

La situazione di progetto eccezionale si riferisce a condizioni applicabili alla struttura dovuti alla sua esposizione; ad esempio:

- Urti di vario tipo.
- Rotture locali.
- Caduta di parti strutturali o collasso parziale.
- Anomale concentrazioni di deposito materiale.

Nell'ottica della descrizione delle azioni eccezionali da applicare alla struttura in fase di esecuzione, si riporta in seguito il riassunto del EC1-7 delle norme Europee:



Fig1.35 Distinzione Azioni Eccezionali.

Nel caso della fase costruttiva si ricade nel ramo di sinistra. Un esempio di azione Eccezionale che può interessare le strutture prefabbricate è l'urto per effetto della errata movimentazione di materiale da costruzione. L'approccio da adottare secondo normativa comprende sia la prevenzione dell'urto sia il garantire una rigidità minima alla struttura.

La norma chiarisce subito che il comportamento della struttura sottoposta a azioni di tipo eccezionale è nota fin in fase di progetto: se si tratta di una struttura destinata a classi d'uso alta (ruoli strategici) l'ipotesi di collasso totale della struttura anche se sottoposta a sollecitazioni

estreme è sempre da evitare, mentre per costruzioni dall'importanza limitata il collasso può essere anche messo in conto. Questo principio trova, però, difficile applicazione durante la fase di costruzione poiché la destinazione d'uso non è ancora realizzata.

Quali azioni quindi dobbiamo prendere in considerazione nell'analizzare la combinazione eccezionale?

Dipende da un numero elevato di fattori:

- Le misure prese per prevenire o ridurre la severità di un'azione eccezionale;
- La probabilità che si verifichi un'azione eccezionale identificata;
- Le conseguenze del collasso dovuto ad un'azione eccezionale identificata;
- La pubblica percezione;

In fase di costruzione possono ritenersi accettabili rotture localizzate dovute ad azioni eccezionali nei seguenti casi: se la stabilità dell'intera struttura non è messa in pericolo, se è mantenuta la sua capacità portante globale e se possono essere presi i necessari provvedimenti di emergenza. Con il termine provvedimenti di emergenza si intende la messa al sicuro del lavoratori e la successiva stabilizzazione e correzione di meccanismi instabili.

Le azioni eccezionali, quando opportuno, devono essere applicate simultaneamente in combinazione con le azioni permanenti e le altre azioni variabili in conformità alla EN 1990 §6.4.3.3 prima esposta.

1.4.1.Urti

La rappresentazione deve avvenire o attraverso una analisi dinamica o schematizzando l'urto con una forza statica equivalente (solo su modello statico equivalente).

Nel caso della forza equivalente, la stima ha molte variabili: densità, massa e velocità del corpo in movimento, capacità di smorzamento delle struttura in costruzione e tipo di traiettoria dell'urto.

Se la struttura è prefabbricata gli urti eccezionali che vogliamo studiare sono dovuti ai macchinari che lavorano nel cantiere durante il montaggio della struttura. Rientrano in questa descrizione l'urto da parte di camion, di mezzi di trasporto ed, infine, da parte di gru che trasportano le componenti strutturali stesse.

Partendo dal caso del camion, la normativa a cui faremo riferimento è quella relativa agli urti sull'impalcato di ponti: nel caso di autoarticolati presenti in cantiere le prescrizioni generali sono le seguenti:

prospetto 4.1 **Forze statiche equivalenti indicative di progetto dovute all'urto di veicoli su elementi portanti di strutture localizzate sopra o in adiacenza alla carreggiata**

Categoria di traffico	Forza $F_{dx}^{a)}$ [kN]	Forza $F_{dy}^{a)}$ [kN]
Autostrade e strade statali o principali	1 000	500
Strade locali in zone rurali	750	375
Strade urbane	500	250
Aree di parcheggio e autorimesse con accesso destinato a: - Auto - Camion ^{b)}	50 150	25 75
a) x = direzione normale di marcia, y = direzione perpendicolare a quella normale di marcia. b) Con il termine "camion" si intendono veicoli con massimo peso lordo maggiore di 3,5 t.		

- per urti dovuti a camion, la forza di collisione F può essere applicata ad un'altezza h compresa tra 0,5 m e 1,5 m sopra il livello della carreggiata o ad un'altezza maggiore nel caso in cui siano installati alcuni tipi di barriere protettive. L'area d'applicazione raccomandata è $a = 0,5$ m (altezza) \times 1,50 m (larghezza) o la larghezza dell'elemento, quale che sia la minore.

Fig1.36 Tabella forze statiche equivalenti a urti per ponti.

Se invece analizziamo l'urto da parte di apparecchi per il sollevamento, la normativa rimane più vaga. Fermo restando che l'analisi può essere fatta sia attraverso forze equivalenti sia attraverso modelli dinamici, l'urto viene descritto in due maniere diverse:

- Urto Morbido: tipico di strutture progettate per assorbire l'energia d'urto attraverso deformazioni elasto-plastiche degli elementi. I carichi statici equivalenti possono essere determinati tenendo conto sia della resistenza plastica, sia della capacità deformativa di tali elementi. La stima della forze d'urto deve essere almeno pari a $5W$, dove con W si intende il peso del carrello elevatore e del carico trasportato.
- Urto Violento: quando l'energia è principalmente dissipata dal corpo che urta.

Per l'urto violento si assume che la struttura sia rigida e fissa e che l'oggetto che urta si deformi linearmente durante la fase di impatto. La massima forza dinamica risultante è data dall'espressione:

$$F = v_r \sqrt{km}$$

Dove:

v_r è la velocità dell'oggetto all'impatto;

k è la rigidezza elastica equivalente dell'oggetto (cioè il rapporto tra la forza F e la deformazione totale);

m è la massa dell'oggetto che urta.

La forza dovuta all'urto può essere considerata come un impulso rettangolare sulla superficie della struttura. In tal caso la durata dell'impulso si determina con l'espressione:

$$F \Delta t = mv \rightarrow \Delta t = \sqrt{m/k}$$

Quando opportuno, può essere applicata una rampa crescente:

$$F = v_r km$$

$$k = EA/L \quad (C.3)$$

$$m = \rho AL \quad (C.4)$$

dove:

L è la lunghezza dell'oggetto che urta;

A è la sezione trasversale;

E è il modulo di elasticità;

ρ è la densità di massa dell'oggetto che collide.

figura C.1 **Modello dell'urto, F = forza dinamica di interazione**

Legenda

1 Durata di sviluppo

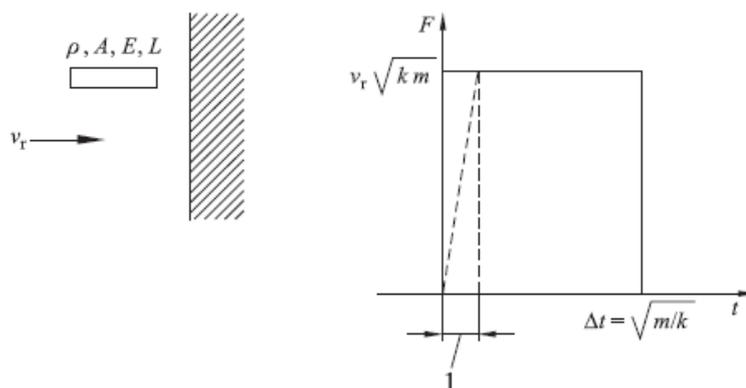


Fig1.37 Diagramma Urto violento da normativa EC1-7.

Una struttura in fase di costruzione, soprattutto nel caso di prefabbricati, non ha molta capacità dissipativa finché non è interamente completata. Per questo motivo in un possibile urto eccezionale è preferibile l'approccio detto "Urto Violento".

In letteratura esistono molti modi per trattare la meccanica dell'urto. Nel Volume Quarto de "Scienza delle Costruzioni" di Belluzzi, ad esempio, si spiega come sia possibile stimare gli effetti dell'urto dinamico, a partire dagli effetti di una azione equivalente statica, semplicemente calcolando un coefficiente correttivo. Si ripropone in seguito un esempio riportato nel sopra citato libero:

"Un peso P cade da una altezza h in un punto C di una struttura, che si abbasserebbe di δ_{st} se P agisse in C staticamente. Calcolare δ_{din} cioè il massimo abbassamento dinamico."

Contando il tempo dall'istante dell'urto si ha: $\begin{cases} \eta_i = -\delta_{st} \\ v_i = \sqrt{2gh} \end{cases}$, intorno alla posizione di equilibrio statico il corpo vibrerà per effetto dell'urto.

$$\delta_{din} = \delta_{st} + \sqrt{\delta_{st}^2 + \left(\frac{v_i}{\omega_0}\right)^2} = \delta_{st} + \sqrt{\delta_{st}^2 + 2gh / \left(\frac{g}{\delta_{st}}\right)}$$

Semplificando:

$$\delta_{din} = \delta_{st} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\delta_{st}}}\right)$$

Il termine tra parentesi si può definire *fattore dinamico* ed insieme all'abbassamento statico definisce δ_{din} .

Infine trattiamo la questione dovuta ai carichi da gru. Il capitolo di riferimento nell'EC è l'1-5. Ciò che ci interessa è la parte di normativa che riguarda la collisione in cantiere tra carico e struttura.

L'approccio più semplice per queste sollecitazioni Eccezionali è ancora quello di trasformare l'urto in una forza statica equivalente per poi amplificarlo:

Coefficienti di amplificazione dinamica	Effetti da considerare	Da applicare a
φ_1	- Eccitazioni vibrazionali sulla struttura della gru dovute al sollevamento dei carichi dal suolo	peso proprio della gru
φ_2 oppure φ_3	- Effetti dinamici di trasferimento delle forze di sollevamento dal terreno alla gru - Effetti dinamici dovuti ad un rilascio improvviso del carico come nel caso di utilizzo di magneti o argani	carico sollevato
φ_4	- Effetti dinamici indotti durante il movimento su rotaie o binari	peso proprio della gru e carico sollevato
φ_5	- Effetti causati dalla forza di avanzamento	forza di avanzamento
φ_6	- Quando un carico di prova è mosso dalla guida nella stessa direzione in cui è mossa la gru	carico di prova
φ_7	- Considera gli effetti elastici dell'impatto con i respingenti	carichi dovuti ai respingenti
φ_8	- Fattore di raffica	carichi dovuti al vento

Fig1.38 Distinzione Coeff. amplificazione dinamica

prospetto 2.2 **Gruppi di carichi e di coefficienti dinamici considerati come azione caratteristica della gru (Continua)**

		Simbolo	Sezione	Gruppi di carichi										
				ULS							SLS	Eccezionali		
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
7	Carico di prova	Q_T	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_8	-	-
8	Forza del respingente	H_B	2.12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Forza dovuta all'inclinazione	H_{TA}	2.12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

1) η è la parte del carico sollevato che rimane una volta rimosso il carico portato, però non è incluso nel peso proprio della gru.

Fig1.39 Azioni caratteristiche Gru.

Le forze sopra introdotte si originano dall'urto della gru con la struttura e nascono direttamente dall'energia cinetica di tutte la parti della gru che si muovono. La velocità di movimento è pari almeno al 70% della velocità nominale del mezzo di sollevamento.

$$H_B = \varphi_7 v_1 \sqrt{m_c S_B}$$

$\varphi_7 = 1,25$ se $0 \leq \xi \leq 0,5$
 $\varphi_7 = 1,25 + 0,7 (\xi - 0,5)$ se $0,5 \leq \xi \leq 1$
 ξ può essere approssimativamente determinato dalla figura 2.14.

Fig1.40 Coeff. stima H_B .

Rimane quindi da stimare il parametro ξ in maniera da poter stimare il coefficiente dinamico. Con "caratteristiche del respingente" si intendono le caratteristiche meccaniche delle struttura che è stata urtata; più essa ha comportamento rigido, più alto sarà il valore del coefficiente dinamico.

figura 2.14 **Definizione di ξ**
 Legenda
 1 Caratteristica del respingente

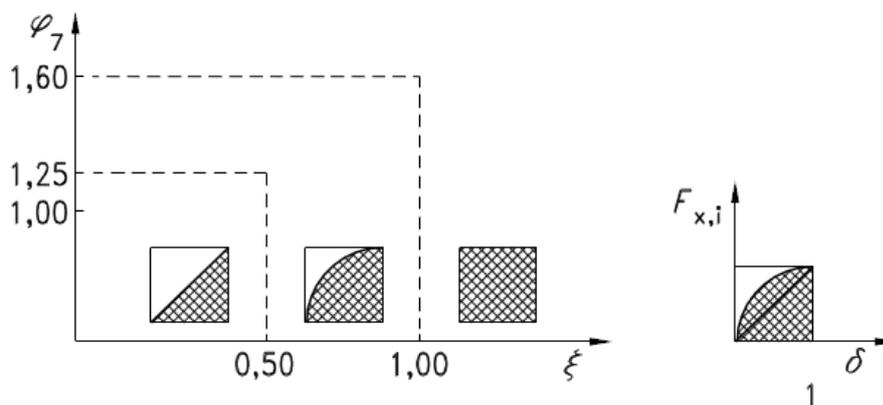


Fig1.41 Definizione di ξ .

1.5. Imperfezioni

La trattazione che la normativa (sia quella Italiana che quella Europea) fa delle imperfezioni, varia in funzione della tecnologia utilizzata. Nei codici convivono metodi semplificati per le colonne isolate in calcestruzzo armato (quali la stima delle eccentricità distinguendo tra eccentricità di primo ordine e_0 , eccentricità aggiuntiva e_a e l'eccentricità di secondo ordine dovuta ad effetti di instabilità e viscosità tipici delle strutture in c.a. EC2 §4.3.5.6); come anche metodi più complessi quali quelli relativi alla strutture in acciaio che da sempre hanno una sensibilità maggiore alle imperfezioni, vista la loro maggiore propensione a fenomeni di instabilità. Ciò che è certo, nel caso delle fasi costruttive della struttura, è l'importanza della stima delle imperfezioni (EC1 2.6 §3.4(1)):

“In maniera generale si dovrebbero considerare imperfezioni nella geometria della struttura o degli elementi strutturali per le più critiche situazioni di progetto durante l'esecuzione. Queste imperfezioni dovrebbero essere definite nelle specifiche progettuali.”

L'exkursus che vogliamo fare in questo capitolo non può che partire dalle strutture miste, poiché sono la forma più comune di prefabbricato che si può incontrare nella costruzione di strutture civili. La norma UNI EN 1994-1-1 "Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo", al capitolo §4.9 tratta apertamente la tipologia costruttiva del telaio (quindi quella in esame nella parte applicativa di questa tesi) e ne definisce per bene i limiti di applicazione:

4.9.1. Generalità

- (1) Il punto 4.9 è applicabile ai telai composti così come definiti in 1.4.2(1). Si assume che la maggior parte degli elementi strutturali e dei collegamenti siano composti o di acciaio strutturale. Qualora il comportamento strutturale del telaio sia essenzialmente quello di una struttura di calcestruzzo armato o precompresso, con solo pochi elementi composti, l'analisi globale deve generalmente essere effettuata in accordo con il punto 2.5 dell'EC 2.
- (2) Le definizioni e classificazioni dei metodi di analisi globale, delle tipologie di telai e delle tipologie di collegamento sono simili a quelle utilizzate nel punto 5.2 dell'EC 3, che è applicabile agli elementi di acciaio strutturale di telai composti. La classificazione in telai controventati o non controventati e a nodi fissi o nodi spostabili è in accordo con quella riportata in 5.2.5 dell'EC 3.
- (3) Il campo di applicazione di questo punto esclude i telai a nodi spostabili, come definito in 4.9.4.2.
[Nota - Essi possono essere trattati in seguito in un'appendice.]
- (4) Sono applicabili i principi generali per l'analisi plastica riportati in 4.5.2.1, ma non vengono fornite regole applicative per i metodi di analisi elasto-plastici.

Fig1.42 Generalità Normativa EC4 §4.9.

Nel caso in cui il telaio ricada nelle particolari condizioni dettate dalla norma (si fa presente in particolare il paragrafo §4.9.1(3) "...Il campo di applicazione di questo punto esclude i telai a nodi spostabili...") si può passare all'apposito sottocapitolo della normativa che parla delle imperfezioni:

4.9.3. Effetti delle imperfezioni

- (1) Sono utilizzabili i principi riportati in 5.2.4 dell'EC 3, con le seguenti modifiche ed aggiunte.
- (2) Il punto 5.2.4.2(4) dell'EC 3 si applica unicamente a colonne di acciaio. All'interno del campo di applicazione di questo punto, per le colonne composte e di calcestruzzo armato, gli effetti delle imperfezioni lungo l'elemento possono essere trascurati in un'analisi globale del telaio.
- (3) Nei telai controventati gli effetti delle imperfezioni del telaio devono essere inclusi nell'analisi globale del controventamento.
- (4) Sono utilizzabili le regole di applicazione del punto 5.2.4 dell'EC 3.

Fig1.43 Estratto EC4-1-1

Da questo punto in poi inizieranno soventemente i richiami ad altre normative. L'EC4 infatti (eccezion fatta per il caso dei ponti in struttura mista UNI ENV 1994-2) non è altro che un susseguirsi di rimandi a normative relative all'acciaio o al c.a., in funzione alla prevalenze che ha la struttura mista. In questo caso ad esempio viene citato l'EC2 con delle modifiche ad hoc. La normativa sull'acciaio infatti presenta l'approccio alle imperfezioni più completo nel panorama normativo.

Essendo l'acciaio più vicino ai prefabbricati (data l'accurata produzione e la precisione che necessita) probabilmente è l'approccio migliore per la stima delle imperfezioni.

Come nei prefabbricati, le componenti strutturali in acciaio nascono da un processo industriale e quindi, per quanto ben progettate, sono solite a imperfezioni. Proprio per questo la normativa prende dei margini cautelativi rispetto la condizione di progetto ideale ricreando una imperfezione equivalente che deve essere considerata nelle analisi della struttura (EC2 §5.2.4.1).

5.2.4.1. Principi

- (1) Margini adeguati devono essere introdotti per tener conto degli effetti delle imperfezioni reali, incluse le sollecitazioni residue e le imperfezioni geometriche quali la mancanza di verticalità, la mancanza di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.
- (2) Possono essere usate adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, i cui valori rispecchino i possibili effetti di tutti i tipi di imperfezioni.

Fig1.44 Estratto EC4-1-1

La normativa per le strutture miste evidenzia questo come metodo ideale per la stima delle imperfezioni nei telai. La domanda che sorge è quindi se tale ragionamento possa essere esteso a tutte le tipologie di prefabbricati a sezione mista e soprattutto se le stime così fatte sono attendibili anche nelle analisi delle fasi costruttive.

Si descrive in seguito il metodo proposto dalla normativa; l'esempio numerico riportato nei capitoli conclusivi vuole sciogliere il dubbio sulla attendibilità di tale metodo anche nella stima delle imperfezioni dovute alle fasi costruttive in un particolare tipo di prefabbricato. Lo scopo finale sarà quello di verificare la validità del metodo anche nel caso di imperfezioni dovute alle fasi costruttive.

L'EC2 prescrive che le imperfezioni in un telaio siano da schematizzare come una inclinazione laterale iniziale Φ rispetto alla verticale (EC2 5.2.4.3(1)).

$$\phi = K_c K_s \phi_0$$

Con:

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

$$K_c = \left[0.5 + \frac{1}{n_c} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ con limitazione } K_c \leq 1$$

$$K_s = \left[0.2 + \frac{1}{n_s} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ con limitazione } K_s \leq 1$$

Dove:

n_c = numero di colonne per piano;

n_s = è il numero di piani;

Nel calcolo di questi due ultimi fattori vigono delle limitazioni e delle precisazioni da fare:

- (2) Nel computo di n_c devono essere incluse solo le colonne soggette ad un carico verticale N_{Sd} pari ad almeno il 50% del valor medio di carico verticale per colonna nel piano considerato.
- (3) In n_c devono essere considerate solo le colonne che si estendono attraverso tutti i piani inclusi in n_s . Nella determinazione di n_s devono essere conteggiati solo quei livelli di impalcato o di copertura che sono collegati a tutte le colonne incluse in n_c .

Nota - Qualora più di una combinazione di n_c ed n_s soddisfi queste condizioni, una qualsiasi di queste combinazioni può essere adottata in sicurezza.

Fig1.45 Limitazioni n_c e n_s .

In generale comunque le imperfezioni si applicano a tutte le due direzioni orizzontali ma in momenti diversi e devono essere considerati, se rilevanti, anche gli effetti dovuti alla torsione degli elementi strutturali (EC2 cap. 5.2.4.3(5)).

Per maggior praticità l'inclinazione iniziale del telaio può essere sostituita da un sistema di forze equivalenti come rappresentato in figura:

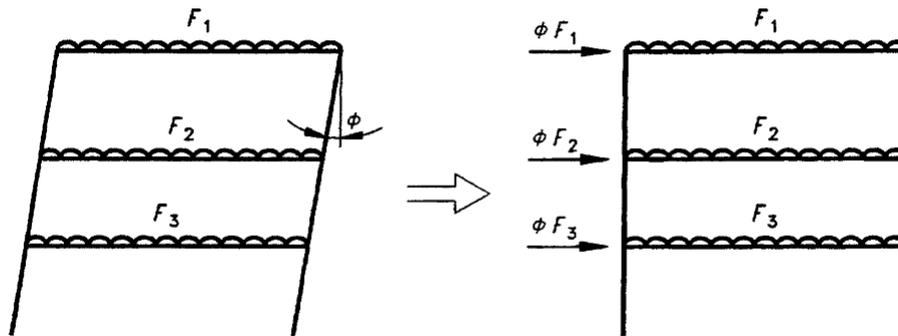


Fig1.46 Schema Equivalente.

Questa semplificazione rende più facile l'approccio agli effetti delle imperfezioni.

In ogni caso la stabilità laterale della struttura deve essere garantita in ogni fase della vita della struttura. Tale condizione può essere assicurata mediante (Cap. 5.2.2):

- Sistemi di controvento.
- Rigidezze dei collegamenti
- Triangolazione
- Colonne a Mensola

La stessa cosa vale anche per i prefabbricati: in ogni momento della vita della struttura devono esserci dei dispositivi temporanei o permanenti che assicurino la stabilità agli spostamenti laterali della struttura.

In funzione a quanto i sopra citati sistemi per la stabilità laterale impediscono o meno gli spostamenti, si può distinguere tra telaio a nodi fissi o nodi spostabili. Tale distinzione è importante nel caso delle strutture prefabbricate miste perché, come già sottolineato prima, fa variare l'approccio al problema. Riportiamo brevemente quali sono le condizioni che permettono di classificare i telai nel caso degli spostamenti laterali. La normativa di riferimento rimane l'EC3 (o equivalenti nella normativa italiana) con riferimento al capitolo §5.2.5.2. Citando la normativa "...un telaio può essere classificato a nodi fissi se la sua risposta a forze orizzontali nel piano è sufficientemente rigida da poter trascurare, con accettabile approssimazione, le forze o i momenti addizionali interni provenienti dagli spostamenti orizzontali dei suoi nodi....".

Nelle varie fasi costruttive di un telaio prefabbricato non abbiamo sempre a che fare con una struttura completa, quindi può capitare che l'assemblaggio delle componenti provochi sulle circostanti dei difetti (come ad esempio la mancanza di verticalità nei pilastri prefabbricati all'appoggiarsi delle travi). Nel caso di strutture a nodi fissi o spostabili è necessario stimare tali imperfezioni in modo da valutare le sollecitazioni aggiuntive che nascono.

Tornando alla distinzione tra le tipologie di solaio, si definisce a nodi fissi una struttura che, per una determinata condizione di carico, ha un rapporto rispetto al carico critico inferiore del 0.1;

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Cr}} \leq 0.1$$

Dove: V_{Sd} è il valore di progetto per il carico verticale totale per la condizione di carico decisa in precedenza.

V_{Cr} è il suo valore critico elastico di collasso per spostamento laterale (EC2 5.2.5.2(3))

Esiste anche una condizione di verifica che si basa sugli spostamenti del primo ordine (EC2 §5.2.5.2.(4)), cioè quelli dovuti ai carichi orizzontali, verticali e l'imperfezione laterale iniziale (il valore ϕ prima descritto). La condizione da verificare è la seguente (EC2 §5.2.5.2(4) [5.6]):

$$\left(\frac{\delta}{h}\right) \left(\frac{V}{H}\right) \leq 0.1$$

Dove: δ è lo spostamento in sommità del piano prima descritto, h è l'altezza interpiano, H è la reazione orizzontale totale in corrispondenza della parte inferiore del piano e V è la reazione verticale totale in corrispondenza della parte inferiore del piano.

Per quanto riguarda l'acciaio la trattazione può considerarsi conclusa così.

Per completezza, nel caso di prefabbricati in CLS, riportiamo anche la trattazione delle imperfezioni nella normativa per le strutture in calcestruzzo.

La questione viene posta in maniera analoga a quanto fatto per l'acciaio:

2.5.1.3. Imperfezioni

P(1) Allo stato limite ultimo si devono valutare gli effetti di possibili imperfezioni della geometria della struttura non caricata. Ogni possibile effetto sfavorevole di tali imperfezioni, se significativo, deve essere considerato.

P(2) Le singole sezioni devono essere progettate per le sollecitazioni interne derivanti dall'analisi globale, combinando gli effetti delle azioni e delle imperfezioni applicate alla struttura nel suo insieme.

Fig1.47 Estratto Normativa Imperfezioni CLS.

Gli effetti delle imperfezioni vengono quindi considerati come una inclinazione iniziale della struttura da valutare come:

$$v = \frac{1}{100\sqrt{l}} \text{ [rad]}$$

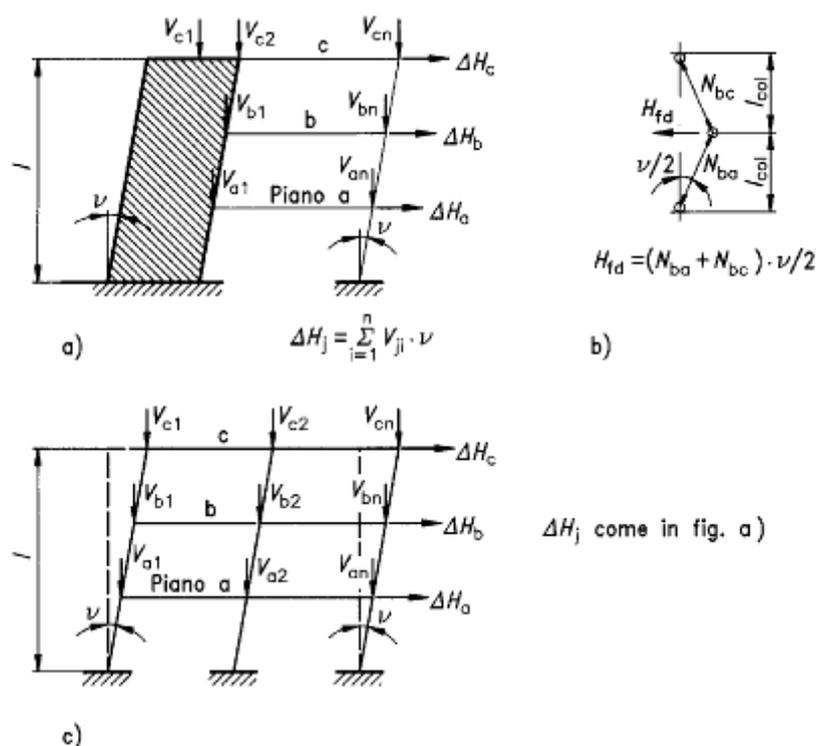
Dove: l è l'altezza totale della struttura in metri.

La stessa norma prescrive anche dei valori minimi per tale inclinazione in base al tipo di telaio che ci si trova a studiare:

$$v > \frac{1}{400} \text{ Nodi Fissi}$$

$$v > \frac{1}{200} \text{ Nodi Spostabili}$$

Come già fatto in precedenza è possibile sostituire l'inclinazione con delle forze equivalenti, creando così un sistema di sollecitazioni aggiuntivo. A tal proposito si riporta la figura 2.1 dell'EC2 cap. §2.5.1.3 esplicativa del metodo appena introdotto:



- a) imperfezioni per il calcolo delle forze orizzontali sull'elemento di controvento;
- b) imperfezioni per il calcolo delle forze orizzontali sugli elementi orizzontali che trasferiscono le forze stabilizzanti dalla sottostruttura controventata agli elementi di controvento;
- c) forze orizzontali equivalenti ΔH che agiscono su un telaio non controventato.

Fig1.48 Estratto EC2.

Sempre nello stesso capitolo della normativa infine viene presentato un coefficiente riduttivo dell'imperfezione iniziale. Nel caso in cui gli n elementi verticali della struttura siano mutualmente collaboranti alla stabilità della struttura è ammissibile correggere il valore v appena stimato. Nel caso specifico:

$$\alpha_n = \sqrt{\left(1 + \frac{1}{n}\right)/2}$$

Il metodo fin qui esposto che valido per i sistemi a telaio e, per essi, permette di eseguire le dovute verifiche di stabilità globale.

Nella prefabbricazione tuttavia si può incorrere in altre tipologie strutturali. Parlando ancora delle imperfezioni, ad esempio nel caso delle colonne e della loro mancata verticalità, esiste una tipologia strutturale molto diffusa che necessita di un approccio differente: le colonne isolate. La seconda normativa è la seguente (cap. 4.3.5.6.1(1) EC2):

4.3.5.6.1. Generalità

- (1) Per gli edifici può essere usato un metodo di calcolo che considera isolati gli elementi compressi e adotta una forma semplificata per l'asse deformato della colonna. L'eccentricità aggiuntiva è poi calcolata in funzione della snellezza.

Fig.1.49 Estratto EC2.

Qualora il prefabbricato ricada in questa categoria, l'eccentricità deve essere calcolata suddividendola in 3 componenti:

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

Dove: e_0 è l'eccentricità del primo ordine, e_a è l'eccentricità aggiuntiva ed e_2 è la componente dovuta al secondo ordine.

Il valore dell'eccentricità aggiuntiva si calcola attraverso la relazione 4.61 nella medesima normativa.

$$e_a = vl_0/2$$

Dove con l_0 si intende la ben nota lunghezza libera di inflessione, mentre v non è altro che l'inclinazione accidentale prima descritta.

Un capitolo a parte dovrebbe essere aperto per parlare dell'ultima componente dell'eccentricità, quella del secondo ordine. La trattazione più semplice per la sua stima, nel caso di un elemento isolato, è quella semplificata della colonna modello. In ogni caso gli effetti del secondo ordine (come nelle strutture metalliche) sono da considerare solo nel caso di telai a nodi spostabili. La normativa italiana ad esempio (come anche l'europea) fissa delle verifiche da fare (NTC §4.1.2.1.7.2):

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{lim} = 15,4 \frac{C}{\sqrt{v}} \quad (4.1.33)$$

dove

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0,7 \leq C \leq 2,7$);

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad (4.1.34)$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Fig1.50 Snellezza Limite secondo NTC08.

Tornando alla colonna modello, l'applicabilità del metodo è da ricercarsi nelle strutture che hanno una snellezza $\lambda < 140$, sezione rettangolare o circolare e per i quali l'eccentricità del primo ordine superi il 10% dell'altezza totale della sezione; in caso differente si possono applicare altri metodi di stima dell'eccentricità.

Il metodo della colonna modello quindi dice che: una colonna incastrata alla base, libera di inflettersi all'estremità opposta con semplice curvatura, e sotto forze e momenti che producono le massime sollecitazioni alla base avrà una massima inflessione pari a:

$$e_2 = K_1 l_0^2 / 100 \left(\frac{1}{r} \right)$$

Con: $1/r$ definita come la curvatura e $K_1 \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda > 35 \\ \frac{\lambda}{20} - 0,75 & \text{per } 15 \leq \lambda \leq 35 \end{cases}$

Se non serve grande accuratezze nello stimare la curvatura si può seguire il punto §4.3.5.6.3(5)-(6) dell'Eurocodice2.

$$\frac{1}{r} = 2K_2 \epsilon_{yd} / (0,9d)$$

Dove : ϵ_{yd} è la deformazione dell'acciaio allo snervamento (f_{yd}/E_s) e d è l'altezza della sezione.

Infine il coefficiente K_2 tiene conto della riduzione di curvatura per forze assiali crescenti.

Presentati i principali metodi di calcolo delle imperfezioni secondo normativa, riportiamo ora i limiti fissati per lo spostamento laterale delle strutture (mancata verticalità), identificandolo quindi come l'imperfezione più gravante sui prefabbricati in fase di montaggio.

La parte più cautelativa della normativa in questo argomento è la trattazione degli spostamenti limite in esercizio. Per tali analisi infatti, essendo in gioco l'abitabilità, il confort e la sicurezza delle strutture, le verifiche sono più rigorose.

Fermo restando che i valori in seguito proposti han genesi e si riferiscono a tutt'altro fenomeno rispetto che alle fasi costruttive, può essere comunque interessante confrontarli con gli spostamenti indotti dalle fasi costruttive. Se già in fase di montaggio della struttura i valori di spostamento sono elevati è molto più probabile che la struttura abbia una configurazione finale spostata molto distante dalle condizioni della normativa.

I valori limite (secondo l'NTC08 cap. 4.2.4.2) per gli spostamenti laterali sono i seguenti:

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponete	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

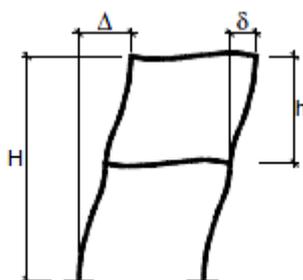


Fig1.51 Limiti Spostamenti Orizzontali da NTC08.

2.Caso Applicativo

Nella seconda parte di questo lavoro di tesi si vuole affrontare un caso applicativo. Inquadrate infatti le peculiarità normative, può essere interessante analizzare la messa in opera di una struttura prefabbricata e stimare, durante la fase costruttiva, le principali azioni che possono sollecitarla.

Si procederà quindi presentando la tipologia di prefabbricato utilizzata e la struttura presa in esame; in seguito, cercando di andare pari passo con le parti della normativa prima illustrate, si stimeranno le sollecitazioni sulla struttura in fase di costruzione distinguendole in:

- **Azioni Climatiche**
- **Azioni Sismiche**
- **Azioni Eccezionali**
- **Imperfezioni in Fase di Montaggio**

2.1.Tipo di Prefabbricato: NPS[®] SYSTEM

Il sistema di prefabbricazione che viene analizzato è denominato NPS[®] SYSTEM (New Performance System). Per descrivere le caratteristiche di tale sistema possiamo ricorrere a diversi aggettivi standard tipo: *puntuale* (poiché la natura delle strutture portanti che lo compongono è prevalentemente monodimensionale, quindi travi e pilastri), *pluriplano* (permette infatti l'elevazione della struttura su più livelli in maniera integrata) e *misto* (visto che la prefabbricazione non è totale ma è necessario un getto di completamento in sito). Tuttavia sono da sottolineare ulteriori caratteristiche che differenziano l'NPS[®] SYSTEM da altri tipi di prefabbricati per costruzioni civili e industriali:

- *Modulare ma Flessibile*: la gamma di prodotti che fanno parte del sistema hanno caratteristiche compatibili tra di loro e campi di utilizzazione standard che però possono essere adattati a molte tipologie di progetto quali: infrastrutture, edifici alti, parcheggi multipiano, edilizia industriale e civile, impianti sportivi e, in generale, terziario.

- **Totale Autoportanza:** gli elementi strutturali prodotti in stabilimento, fin dalla loro messa in opera, non necessitano di strutture provvisorie di supporto quali puntelli o impalcature.
- **Sezione Mista:** la sezione finale della struttura è composta da acciaio e calcestruzzo collaboranti alla resistenza globale. Tale composizione può essere utile in termini di resistenza al fuoco o di durabilità nei confronti di agenti aggressivi ambientali. Inoltre la tecnologia mista permette di rendere il più possibile compatte le sezioni, senza rinunciare alle caratteristiche di alta resistenza.

In particolare queste ultime due caratteristiche diventano discriminanti nell'analisi che si vuole fare in fase di costruzione.

Autoportanza, in questo caso, significa che la struttura in ogni momento della sua "vita" è nelle condizioni di sopportare i carichi da costruzione; il sistema distingue le fasi costruttive in due momenti principali:

Prima fase: fase transitoria a secco in cui tutti gli elementi strutturali sono posizionati in attesa del getto di completamento che creerà la continuità strutturale. Nel caso ad esempio di un telaio, la prima fase corrisponde al posizionamento (con rispettivo fissaggio al piede) delle colonne prefabbricate multipiano e al posizionamento, sugli appositi alloggiamenti, delle rispettive travi. Lo schema statico della struttura in questa fase non è ovviamente quella di un telaio standard: le travi sono in semplice appoggio sulle colonne e le sezioni (rispettivamente di travi e colonne) non sono ancora completate.

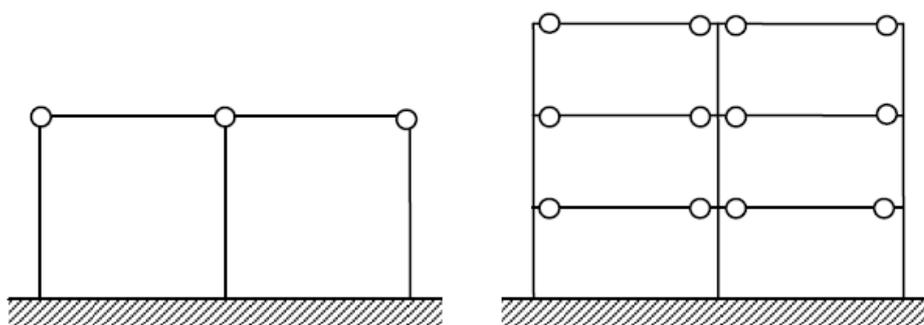


Fig. C7.4.2.- Strutture a telaio con collegamenti a cerniera

Fig2.1 Schema Telaio Travi Incernierate NTC08.

Come tipologia di struttura ci si può riferire (come fatto in figura) alla distinzione fatta nel capitolo §7.4.5.1.1 della circolare esplicativa dell'NTC08: pilastri incastrati al piede e travi

incerniate; con la precisazione che, in alcuni casi, le travi dell'NPS® SYSTEM sono libere pure di traslare lungo il loro asse in estremità.

La prima fase è quella soggetta al qui presente studio, perché tipica della messa in opera.

Seconda fase: posizionati gli elementi strutturali puntuali (ad esempio travi NPS® CLS e colonne PDTI® NPS®) e gli orizzontamenti (anch'essi prefabbricati come si spiegherà in seguito) è possibile effettuare il getto di completamento che renderà collaborante tutto l'impalcato e completerà la sezione. Ad indurimento avvenuto la struttura può considerarsi un telaio standard.

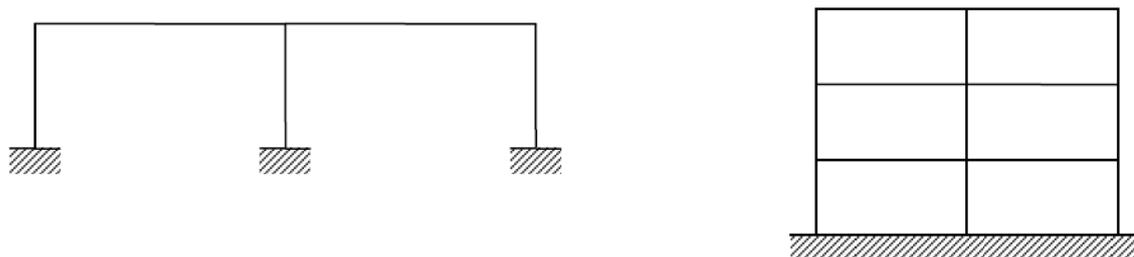


Fig. C7.4.1.- Strutture a telaio con collegamenti monolitici

Fig.2.2 Schema Telaio Tradizionale a Nodi Monolitici.

Come già in precedenza accennato, la situazione progettuale che è presa in considerazione è quella della prima fase. La seconda fase infatti è quella comunemente dimensionata agli Stati Limite Ultimi.

La sequenza di montaggio delle varie componenti strutturali rappresenta una discriminante importante del problema. Il montaggio dello scheletro della struttura può avvenire in diversi stralci in funzione alle caratteristiche del progetto e alle sue condizioni al contorno (spazio di cantierizzazione, crono programma dei lavori, ecc.). In generale si distinguono due procedure:

- Messa in opera della struttura impalcato per impalcato.
- Messa in opera della intera struttura a secco e in seguito completamento con il getto integrativo.

La procedura maggiormente utilizzata dalla ditta fornitrice del sistema di prefabbricazione (Tecnostutture s.r.l.®) è la prima; le fasi operative nel caso di un telaio a maglia regolare possono essere schematizzate nei seguenti punti:

1. Mobilitazione e posizionamento dei pilastri negli appositi alloggiamenti precedentemente annegati nella fondazione (ad es. ferri di richiamo di adeguata lunghezza, zanche, barre aggiuntive ...).



Fig2.3 Esempio Piastra d'Ancoraggio.

2. Fissaggio dei pilastri precedentemente posizionati seguendo le indicazioni fornite dalla ditta produttrice e verificando l'orientamento del pilastro.



Fig2.4 Foto Cantiere "Posizionamento Pilastri".

Come si può vedere dalla figura (tratta proprio dal cantiere della costruzione in esame), dato il limitato numero di operazioni che si svolgono in cantiere, il procedimento può essere effettuato per zone e le colonne fissate al piede sono fin da subito portanti. Può essere prescritto di effettuare già il getto all'interno della sezione cava dei pilastri senza aspettare il posizionamento

del primo impalcato; realizzando infatti fin da subito la sezione mista si assicurerà una stabilità aggiuntiva alla struttura.

3. Con la stessa autogru utilizzata per la mobilitazione delle colonne è ora possibile posizionare le travi del primo impalcato nelle apposite mensole di alloggiamento sui pilastri. Anche questa operazione è molto veloce e non richiede particolare manodopera.
4. Posizionamento del solaio prefabbricato secondo le direttive della D.L. e del prefabbricatore.



Fig2.5 Foto Cantiere "Impalcato Pronto per il Getto di Completamento".

Nella foto sopra riportata si presenta un tipico impalcato in prima fase antecedente la realizzazione del getto integrativo. Come si nota i correnti superiori delle travi si alternano alle piastre del solaio prefabbricato tralicciato. Il piano è già da questo momento calpestabile e autoportante (sotto a questo impalcato non è necessaria la presenza di alcun puntello).

5. Getto di completamento del piano per uno spessore prestabilito. All'indurimento si otterrà un piano rigido dove vi sarà omogeneità tra travi e solai prefabbricate. Si fa notare come non siano necessari casseri di contenimento del getto, poiché lo stesso fondello delle travi (e la lastra del solaio) fissano il getto entro il piano.

Realizzato un impalcato, con gli stessi step appena presentati si può procedere anche con i successivi, fino ad avere il telaio completato in tutti i suoi livelli. Tuttavia, ad ogni piano vi sarà una situazione di “prima fase” che andrà analizzata come una situazione transitoria prima del completamento dato dal getto.

Sono proprio queste le situazioni che ci interessa analizzare in questo lavoro di tesi, in modo da stimare le sollecitazioni per ogni step costruttivo.

Nel seguito del capitolo, dopo una breve descrizione dell’opera, si presenteranno tutte le componenti (verticali ed orizzontali) prodotte dall’azienda Tecnostrutture s.r.l.[®] che sono riconducibili a quelle utilizzate nel progetto, riportando per ognuna le caratteristiche geometriche e inerziali.

2.2.Presentazione dell'Opera

La struttura che verrà studiata nell'esempio applicativo è il Villaggio Fitness *Virgin Active* di Roma Calasanzio. Il centro è concepito come un polo per il fitness e il benessere, quindi raccoglie diverse destinazioni d'uso quali: palestre, piscina, zone relax, beauty centre, aree polivalenti e punti ristoro. Proprio l'ampia gamma di offerta e il continuo rinnovarsi delle attività ha portato a scegliere la tipologia di struttura più flessibile possibile cioè il telaio multipiano. Grazie a questa scelta è stato possibile garantire una vasta metratura su tutti i livelli (3) dell'edificio e, vista l'assenza di grossi vincoli in pianta, ampia flessibilità nella gestione e organizzazione degli spazi. Se a tutto ciò viene unito l'utilizzo delle travi tralicciate miste prodotte da Tecnostrutture s.r.l.[®], il risultato finale è una struttura con grandi luci, densità strutturale bassa e tempi di realizzazione del manufatto molto brevi rispetto ad equivalenti tecnologie tradizionali.

La pianta del piano "tipo" mette a disposizione quasi 3000 [mq] di superficie, che, ripetuti per 3 piani, corrispondono a quasi 2 campi da calcio di superficie disponibile.

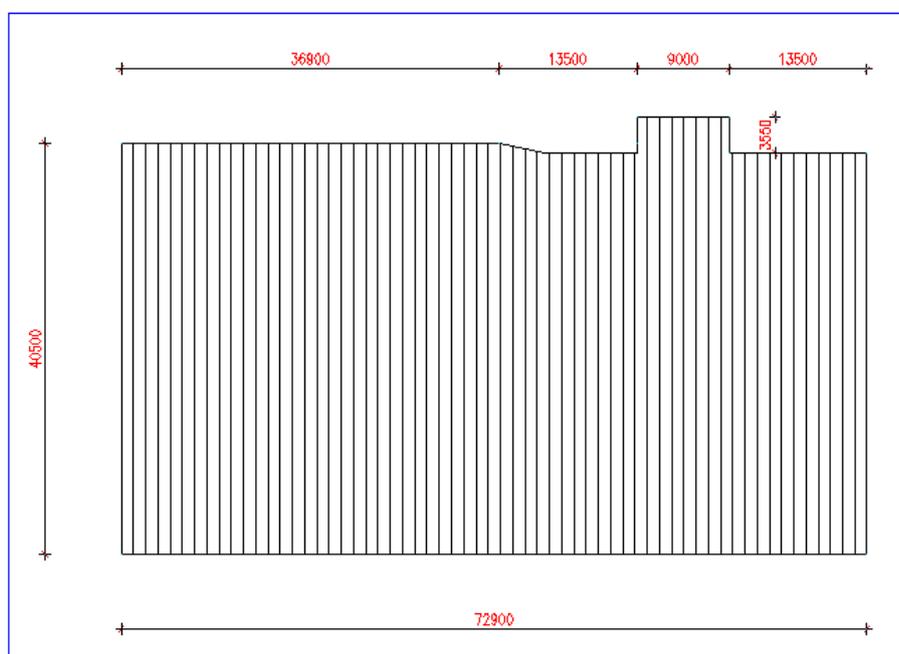


Fig2.6 Pianta Costruzione.



Fig2.7 Foto Satellite del Cantiere.

Per quanto riguarda invece la parte strutturale, rimanendo comunque fisse le caratteristiche prima citate, bisogna distinguere il primo impalcato dagli altri due poiché la pianta è leggermente diversa.

Per la costruzione del telaio sono stati scelti i prefabbricati della Tecnostrutture®, quindi la struttura finale sarà mista, composta allo stesso tempo da acciaio e calcestruzzo.

Altra caratteristica fondamentale del sistema utilizzato è l'autoportanza in tutte le fasi della costruzione (non è necessaria alcuna struttura provvisoria per il sostegno degli elementi strutturali). I prefabbricati (travi e pilastri) giungono al cantiere pronti per essere montati e fissati alla fondazione pre-esistente, minimizzando le lavorazioni in cantiere e di conseguenza la manodopera. La continuità strutturale viene infine realizzata attraverso il getto di completamento di pilastri e travi (nelle zone predisposte) che renderà collaborante le sezioni.

Nella realizzazione del Virgin Active sono state utilizzate travi tralicciate miste autoportanti, di differente sezione e lunghezza in funzione alle esigenze strutturali e pilastri incamiciati che permettono di mantenere la sezione compatta senza rinunciare ad un alto livello prestazionale.

La pianta strutturale dei vari livelli è la seguente:

PRIMO IMPALCATO

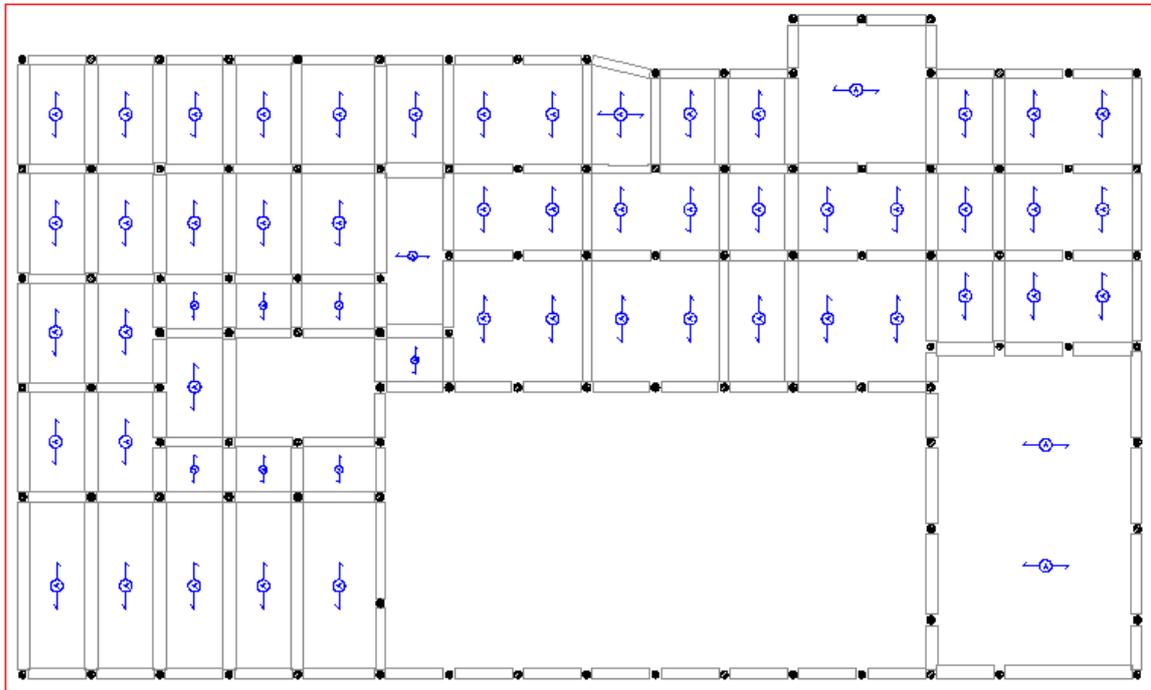


Fig2.8 Pianta Strutturale Primo Impalcato.

SECONDO IMPALCATO

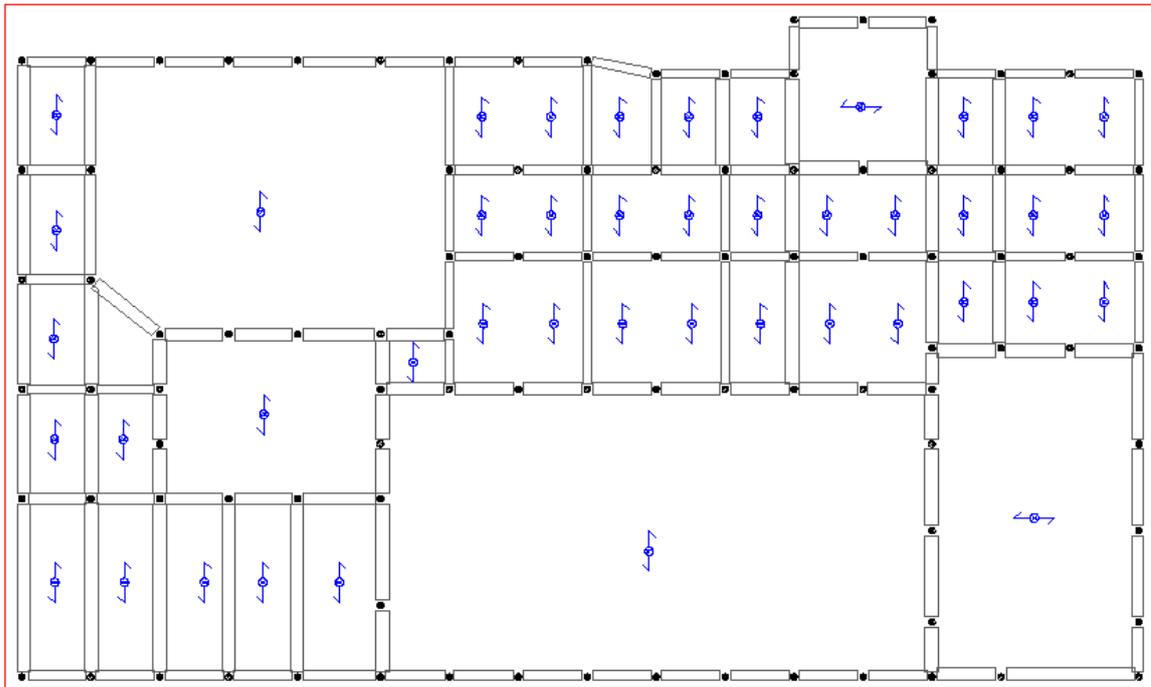


Fig2.9 Pianta Strutturale Secondo Impalcato.

TERZO IMPALCATO (COPERTURA)

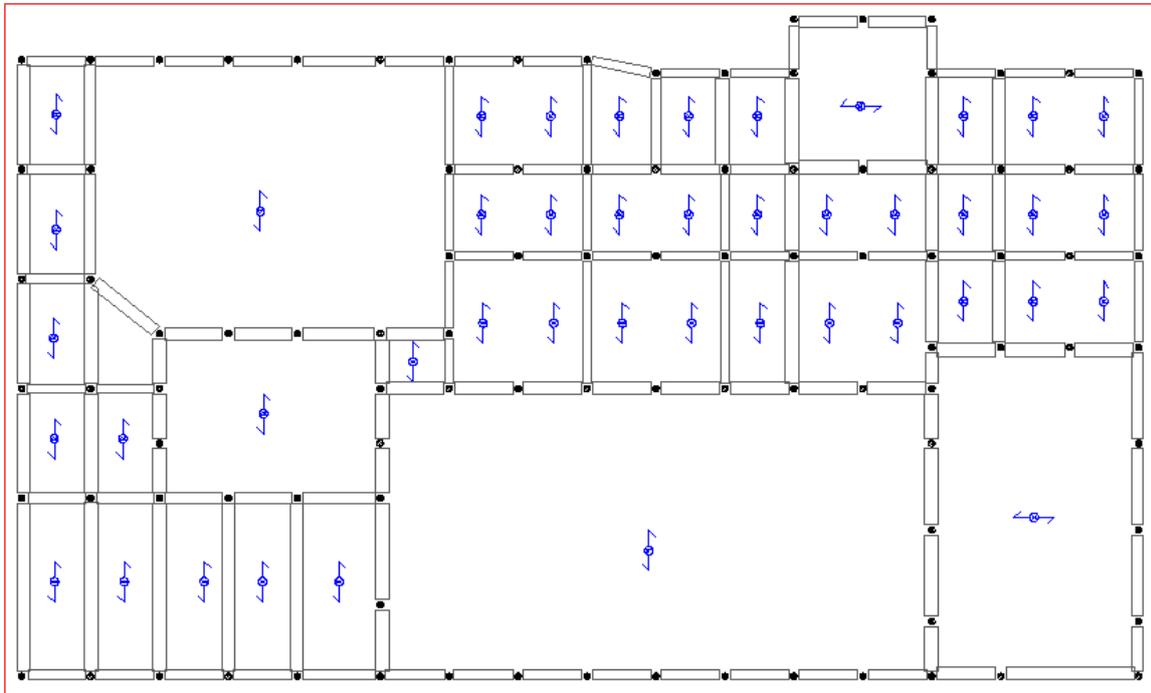


Fig.10 Pianta Strutturale Terzo Impalcato.

Come si può notare dalle figure, la struttura ha nel complesso una pianta che si ripete per tutti i piani del telaio. Non essendo perfettamente regolare in pianta il centro di rigidezza non coinciderà esattamente con il centro di massa, ma con l'avvento dei programmi agli elementi finiti tale problema è facilmente risolvibile attraverso il calcolo automatico:

- Per il primo impalcato le coordinate del centro di massa sono le seguenti:

▼	Mass T	CM(X) mm	CM(Y) mm	CM(Z) mm
Model	0.000000×10^0			
P(s)0	3.325580×10^2	3.584965×10^4	2.263178×10^4	-2.305000×10^3
Travi	3.148904×10^2	3.191544×10^4	2.230954×10^4	0.000000×10^0
Total:	6.474484×10^2	3.393622×10^4	2.247506×10^4	-1.183949×10^3

Fig.11 Masse Primo Impalcato.

- Per il secondo impalcato:

▼	Mass T	CM(X) mm	CM(Y) mm	CM(Z) mm
Model	0.000000×10^0			
P(s)0	3.325580×10^2	3.584965×10^4	2.263178×10^4	-2.305000×10^3
P(s)1	2.326687×10^2	3.767715×10^4	2.191425×10^4	1.994349×10^3
Travi	2.727965×10^2	3.391335×10^4	2.094636×10^4	3.920000×10^3
Total:	8.380231×10^2	3.572673×10^4	2.188392×10^4	9.150565×10^2

Fig2.12 Masse Secondo Impalcato.

- Infine per il terzo:

▼	Mass T	CM(X) mm	CM(Y) mm	CM(Z) mm
Model	0.000000×10^0			
P(s)0	3.265489×10^2	3.583033×10^4	2.254312×10^4	-2.305000×10^3
P(s)1	2.306299×10^2	3.748512×10^4	2.194089×10^4	1.960000×10^3
P(s)2	2.306299×10^2	3.748512×10^4	2.194089×10^4	5.880000×10^3
Travi	2.727965×10^2	3.391335×10^4	2.094636×10^4	7.840000×10^3
Total:	1.060605×10^3	3.605694×10^4	2.187051×10^4	3.011646×10^3

Fig2.12 Masse Terzo Impalcato.

Nel seguito di questo capitolo verranno presentate le caratteristiche strutturali delle varie componenti del sistema che si possono ricondurre a quelle utilizzate nella realizzazione della suddetta struttura. Ricavando le caratteristiche di ogni sezione sarà poi possibile creare uno o più modelli descrittivi del comportamento strutturale del telaio.

2.2.1. Materiali Utilizzati

In relazione al progetto presentato si riportano i materiali utilizzati per le strutture prefabbricate e per quelle realizzate in opera. In seguito verranno stimati i pesi dei singoli elementi in modo da ricavare i carichi permanenti sulla struttura in fase di costruzione.

Calcestruzzo per soletta, Calcestruzzo per Getto di Completamento

Classe C28/35 (NTC08 § 11.2.10, EC2-1-1)

CLS 28/35	Resistenza a Compressione Cubica Caratteristica Rck [Mpa]	35
	resistenza a compressione cilindrica caratteristica fck [Mpa]	29,75
	Cemento Tipo	32.5
	Classe di Esposizione Ambientale	XC3
	Rapporto Massimo Acqua/Cemento	0,55
	Contenuto Minimo di Cemento [kg/m ³]	320
	Classe di Consistenza (Slump Test)	S4
	Massimo Diametro Aggregati [mm]	25
	Peso Specifico [KN/m ³]	25

Tab2.1 Calcestruzzo C28/35.

Calcestruzzo da Prefabbricazione

Classe C32/40 (NTC08 § 11.2.10, EC2-1-1)

CLS 32/40	Resistenza a Compressione Cubica Caratteristica Rck [Mpa]	40
	resistenza a compressione cilindrica caratteristica fck [Mpa]	33,2
	Cemento Tipo	32.5
	Classe di Esposizione Ambientale	XC3
	Rapporto Massimo Acqua/Cemento	0,5
	Contenuto Minimo di Cemento [kg/m ³]	340
	Classe di Consistenza (Slump Test)	S4
	Massimo Diametro Aggregati [mm]	20
	Peso Specifico [KN/m ³]	25

Tab2.2 Calcestruzzo C32/40.

Acciaio Barre d'armatura Aggiuntiva

Denominazione B450C (NTC08 § 11.3.2)

ACCIAIO B450C	Tensione di Snervamento Caratteristica f_{yk} [MPa]	450
	Resistenza a Trazione Caratteristica f_{tk} [Mpa]	540
	Modulo Elastico E_a [Mpa]	210000
	Coefficiente di Sicurezza Parziale γ_s	1,15
	Tensione di Snervamento di Progetto f_{yd} [Mpa]	391,304

Tab2.3 Acciaio Armatura.

Acciaio per Carpenteria Travi e Pilastrini Prefabbricati

Denominazione S355J0 (EN10025)

ACCIAIO S355J0	Tensione di Snervamento Caratteristica f_{yk} [MPa]	355
	Resistenza a Trazione Caratteristica f_{tk} [Mpa]	510
	Modulo Elastico E_a [Mpa]	210000
	Coefficiente di Sicurezza Parziale γ_s	1,05
	Tensione di Snervamento di Progetto f_{yd} [Mpa]	338,095
	Peso Specifico [KN/m ³]	76,98

Tab2.4 Acciaio S355J0.

Acciaio per bulloni

Si usano bulloni ad alta resistenza (NTC08 § 11.3.4.6.1 e § 11.3.4.6.2).

VITI 8.8	Tensione di Snervamento Caratteristica f_{yb} [MPa]	649
	Resistenza a Trazione Caratteristica f_{tb} [Mpa]	800
	Modulo Elastico E_a [Mpa]	210000
	Coefficiente di Sicurezza Parziale γ_s	1,25
	Tensione di Snervamento di Progetto f_{yd} [Mpa]	640

Tab2.5 Acciaio Unioni.

2.2.2.Travi NPS® CLS

Fig2.13 Trave NPS® CLS.

Le strutture orizzontali del telaio sono tutte composte da travi tralicciate miste con fondello in c.a. e traliccio superiore in acciaio annegato nel getto di prefabbricazione. Le travi poggiano sulla colonna con il “martello” in estremità e possono essere predisposte delle giunzioni all’estremità (tra trave e mensola della colonna) per impedire rotazioni o scivolamenti dall’appoggio.

La parte superiore della trave (il traliccio in acciaio) verrà annegato nel getto di completamento della struttura, creando così la continuità strutturale con gli orizzontamenti. In prima fase invece è proprio il traliccio in acciaio a sostenere il peso della costruzione.

Trattandosi di un prefabbricato a sezione mista, per ricavarne le caratteristiche bisognerà omogeneizzarle a quelle di uno dei due materiali. A tale scopo presentiamo le formule utilizzate e i parametri d’interesse, il coefficiente di omogeneizzazione è pari al rapporto del modulo elastico dei due materiali, nel nostro caso vogliamo omogeneizzare tutto al calcestruzzo;

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

A partire da ciò i parametri sono i seguenti:

$$A_i = A_{cls} + nA_s$$

$$S_{y,i} = A_{cls}Y_{g,cls} + nA_sY_{g,s}$$

$$Y_{g,i} = \frac{S_{y,i}}{A_i}$$

$$J_{x,i} = J_{x,cls} + nJ_{x,s}$$

$$S_{x,i} = A_{cls}X_{g,cls} + nA_sX_{g,s}$$

$$X_{g,i} = \frac{S_{x,i}}{A_i}$$

$$J_{y,i} = J_{y,cls} + nJ_{y,s}$$

La sezione della trave varia in tutta la struttura in funzione alle esigenze statiche, prestazionali e architettoniche. Nel seguito di ogni tipo di trave si presenterà la sezione stilizzata, le caratteristiche geometriche omogeneizzate e il peso lineare (utile poi per valutare la reazione della singola trave sulla colonna). Le travi verranno catalogate in funzione alla loro dimensione.

Trave NPS®CLS "60x45"

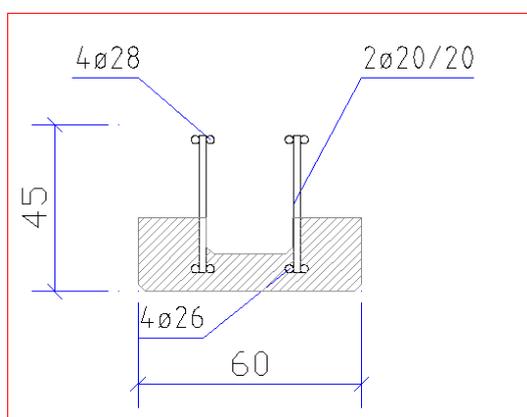


Fig2.14 Trave 60x45

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,260E+05
Syi	mm^3	1,459E+07
Ygi	mm	1,158E+02
Jxi	mm^4	1,490E+09
Sxi	mm^3	3,778E+07
Xgi	mm	2,999E+02
Jyi	mm^4	3,491E+09
Ji	mm^4	3,284E+08

Tab2.6 Caratteristiche Trave 60x45

Sezione Acciaio		
As	mm^2	4,270E+03
Sy	mm^3	8,899E+05
Yg	mm	2,084E+02
Jxi,s	mm^4	1,631E+08
Js	mm^4	7,429E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	9,700E+04
Sy	mm^3	8,550E+06
Yg	mm	8,814E+01
Jxi,c	mm^4	3,835E+08
Sx	mm^3	2,909E+07

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 2.754[KN/m].

Trave NPS®CLS "60x50"

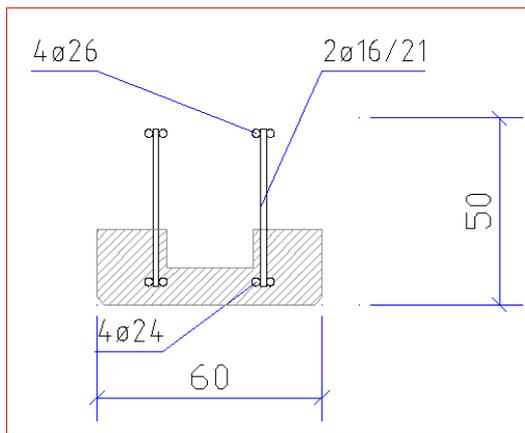


Fig2.15 Trave 60x50.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	3,040E+03
Sy	mm ³	7,903E+05
Yg	mm	2,600E+02
Jxi,s	mm ⁴	1,815E+08
Js	mm ⁴	3,678E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	9,700E+04
Sy	mm ³	8,550E+06
Yg	mm	8,814E+01
Jxi,c	mm ⁴	3,974E+08
Sx	mm ³	2,910E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,176E+05
Syi	mm ³	1,391E+07
Ygi	mm	1,183E+02
Jxi	mm ⁴	1,629E+09
Sxi	mm ³	3,529E+07
Xgi	mm	3,000E+02
Jyi	mm ⁴	3,491E+09
Ji	mm ⁴	3,258E+08

Tab2.7 Caratteristiche Trave 60x50.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 2.659[KN/m].

Trave NPS®CLS "60x55"

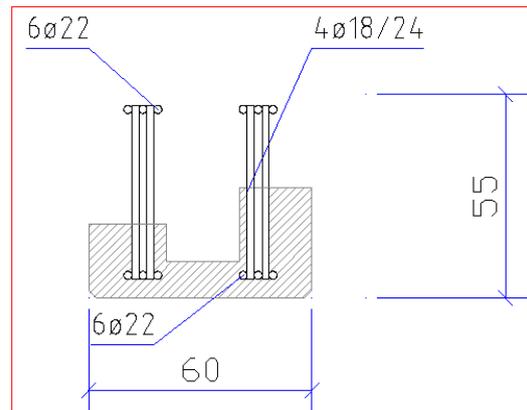


Fig2.16 Trave 60x55.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	4,559E+03
Sy	mm ³	1,299E+06
Yg	mm	2,850E+02
Jxi,s	mm ⁴	2,969E+08
Js	mm ⁴	5,517E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,407E+05
Sy	mm ³	1,914E+07
Yg	mm	1,360E+02
Jxi,c	mm ⁴	1,193E+09
Sx	mm ³	4,191E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,716E+05
Syi	mm ³	2,795E+07
Ygi	mm	1,629E+02
Jxi	mm ⁴	3,207E+09
Sxi	mm ³	5,118E+07
Xgi	mm	2,982E+02
Jyi	mm ⁴	5,262E+09
Ji	mm ⁴	1,280E+09

Tab2.8 Caratteristiche Trave 60x55.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 3.868[KN/m].

Trave NPS®CLS "70x45"

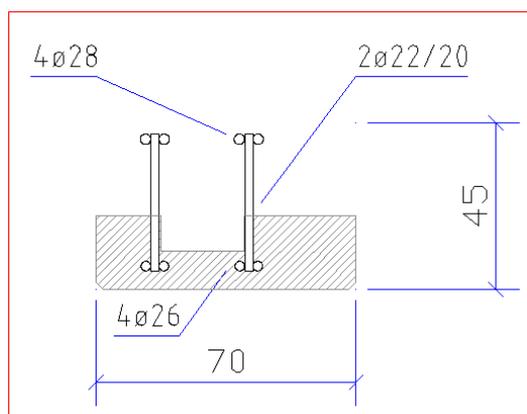


Fig2.17 Trave 70x45.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	3,379E+03
Sy	mm ³	8,841E+05
Yg	mm	2,617E+02
Jxi,s	mm ⁴	1,506E+08
Js	mm ⁴	4,843E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,197E+05
Sy	mm ³	1,092E+07
Yg	mm	9,120E+01
Jxi,c	mm ⁴	4,765E+08
Sx	mm ³	4,091E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,427E+05
Syi	mm ³	1,692E+07
Ygi	mm	1,186E+02
Jxi	mm ⁴	1,498E+09
Sxi	mm ³	4,744E+07
Xgi	mm	3,325E+02
Jyi	mm ⁴	5,588E+09
Ji	mm ⁴	4,100E+08

Tab2.9 Caratteristiche Trave 70x45.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 3.254[KN/m].

Trave NPS®CLS "70x50"

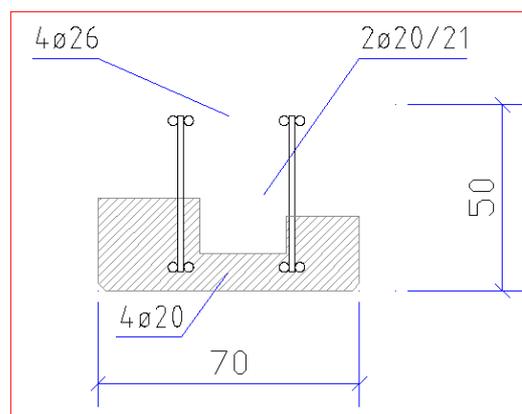


Fig2.18 Trave 70x50.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	4,584E+03
Sy	mm ³	1,254E+06
Yg	mm	2,735E+02
Jxi,s	mm ⁴	2,557E+08
Js	mm ⁴	8,412E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,510E+05
Sy	mm ³	1,647E+07
Yg	mm	1,091E+02
Jxi,c	mm ⁴	7,452E+08
Sx	mm ³	5,548E+07

Sezione Omogeneizzata		
Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,821E+05
Syi	mm ³	2,498E+07
Ygi	mm	1,372E+02
Jxi	mm ⁴	2,480E+09
Sxi	mm ³	6,434E+07
Xgi	mm	3,534E+02
Jyi	mm ⁴	6,370E+09
Ji	mm ⁴	1,882E+09

Tab2.10 Caratteristiche Trave 70x50.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.127[KN/m].

Trave NPS®CLS "70x55"

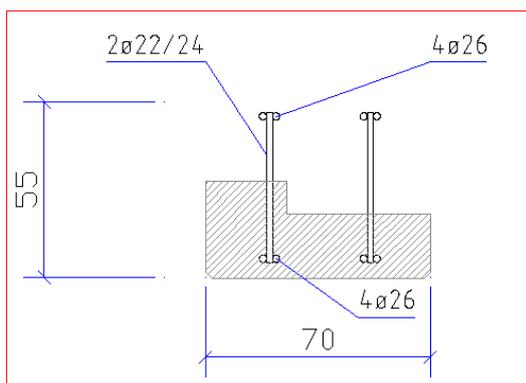


Fig2.19 Trave 70x55.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	4,584E+03
Sy	mm ³	1,233E+06
Yg	mm	2,690E+02
Jxi,s	mm ⁴	2,927E+08
Js	mm ⁴	8,412E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,648E+05
Sy	mm ³	2,103E+07
Yg	mm	1,276E+02
Jxi,c	mm ⁴	1,119E+09
Sx	mm ³	5,322E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,958E+05
Syi	mm ³	2,939E+07
Ygi	mm	1,501E+02
Jxi	mm ⁴	3,105E+09
Sxi	mm ³	6,211E+07
Xgi	mm	3,171E+02
Jyi	mm ⁴	7,021E+09
Ji	mm ⁴	2,071E+09

Tab2.11 Caratteristiche Trave 70x55.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.427[KN/m].

Trave NPS®CLS "70x61"

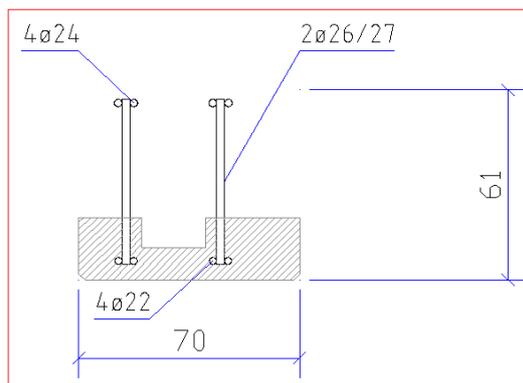


Fig2.20 Trave70x61.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	5,652E+03
Sy	mm ³	1,780E+06
Yg	mm	3,150E+02
Jxi,s	mm ⁴	5,155E+08
Js	mm ⁴	1,272E+06

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,198E+05
Sy	mm ³	1,097E+07
Yg	mm	9,157E+01
Jxi,c	mm ⁴	7,419E+08
Sx	mm ³	4,292E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,581E+05
Syi	mm ³	2,305E+07
Ygi	mm	1,457E+02
Jxi	mm ⁴	4,239E+09
Sxi	mm ³	5,442E+07
Xgi	mm	3,441E+02
Jyi	mm ⁴	5,614E+09
Ji	mm ⁴	4,080E+08

Tab2.12 Caratteristiche Trave 70x61.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 3.430[KN/m].

Trave NPS®CLS "80x45"

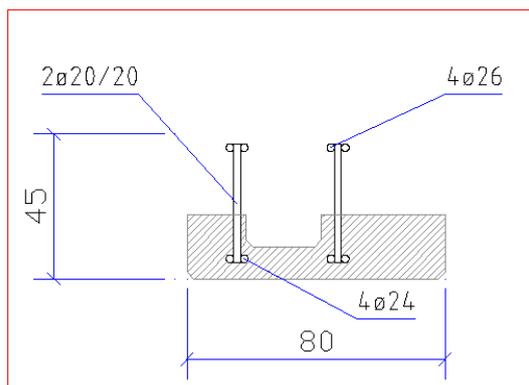


Fig2.21 Trave 80x45.

Trave NPS®CLS "80x50"

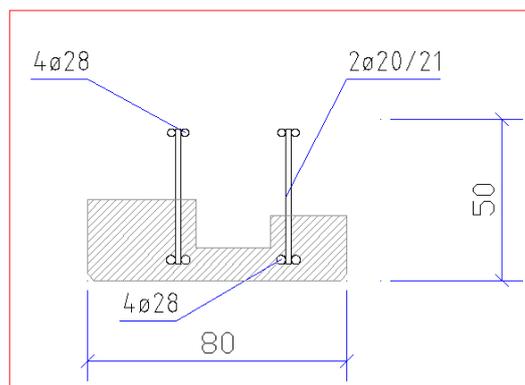


Fig2.22 Trave 80x50.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	3,328E+03
Sy	mm ³	8,306E+05
Yg	mm	2,496E+02
Jxi,s	mm ⁴	1,567E+08
Js	mm ⁴	4,443E+05

Sezione Acciaio		
As	mm ²	4,924E+03
Sy	mm ³	1,278E+06
Yg	mm	2,595E+02
Jxi,s	mm ⁴	2,658E+08
Js	mm ⁴	9,650E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,600E+05
Sy	mm ³	1,600E+07
Yg	mm	1,000E+02
Jxi,c	mm ⁴	5,859E+08
Sx	mm ³	6,400E+07

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,655E+05
Sy	mm ³	1,896E+07
Yg	mm	1,146E+02
Jxi,c	mm ⁴	9,698E+08
Sx	mm ³	6,448E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,826E+05
Syi	mm ³	2,163E+07
Ygi	mm	1,185E+02
Jxi	mm ⁴	1,649E+09
Sxi	mm ³	7,190E+07
Xgi	mm	3,938E+02
Jyi	mm ⁴	8,512E+09
Ji	mm ⁴	2,136E+09

Tab2.13 Caratteristiche Trave80x45.

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,989E+05
Syi	mm ³	2,763E+07
Ygi	mm	1,389E+02
Jxi	mm ⁴	2,773E+09
Sxi	mm ³	7,950E+07
Xgi	mm	3,997E+02
Jyi	mm ⁴	1,042E+10
Ji	mm ⁴	9,145E+08

Tab2.14 Caratteristiche Trave 80x50.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.256[KN/m].

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.517[KN/m].

Trave NPS®CLS "80x55"

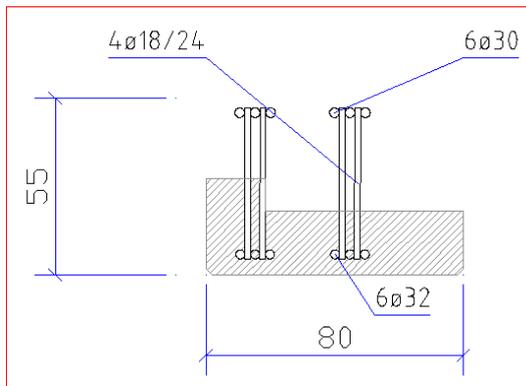


Fig2.23 Trave 80x55.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	5,288E+03
Sy	mm ³	1,423E+06
Yg	mm	2,691E+02
Jxi,s	mm ⁴	3,535E+08
Js	mm ⁴	1,118E+06

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,768E+05
Sy	mm ³	1,977E+07
Yg	mm	1,118E+02
Jxi,c	mm ⁴	8,960E+08
Sx	mm ³	6,681E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,126E+05
Syi	mm ³	2,942E+07
Ygi	mm	1,384E+02
Jxi	mm ⁴	3,294E+09
Sxi	mm ³	8,295E+07
Xgi	mm	3,901E+02
Jyi	mm ⁴	9,520E+09
Ji	mm ⁴	2,155E+09

Tab2.15 Caratteristiche Trave 80x55.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.826[KN/m].

Trave NPS®CLS "80x61"

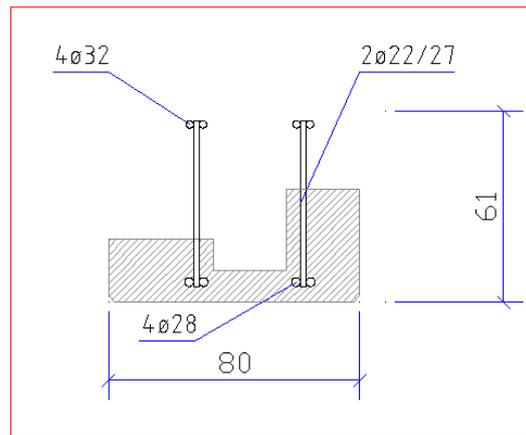


Fig2.24 Trave 80x61.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	4,270E+03
Sy	mm ³	1,177E+06
Yg	mm	2,757E+02
Jxi,s	mm ⁴	3,442E+08
Js	mm ⁴	7,429E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,859E+05
Sy	mm ³	2,259E+07
Yg	mm	1,216E+02
Jxi,c	mm ⁴	1,172E+09
Sx	mm ³	8,164E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,148E+05
Syi	mm ³	3,058E+07
Ygi	mm	1,423E+02
Jxi	mm ⁴	3,507E+09
Sxi	mm ³	9,468E+07
Xgi	mm	4,407E+02
Jyi	mm ⁴	1,039E+10
Ji	mm ⁴	2,243E+09

Tab2.16 caratteristiche Trave 80x61.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.975[KN/m].

Trave NPS®CLS "90x45"

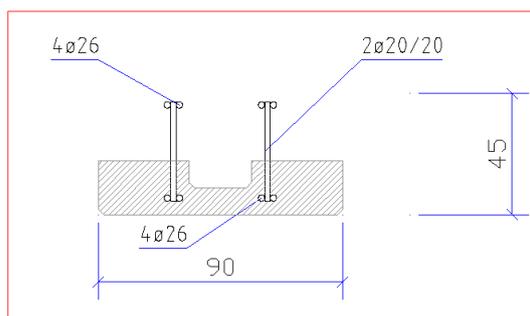


Fig2.25 Trave 90x45.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	3,982E+03
Sy	mm ³	1,097E+06
Yg	mm	2,755E+02
Jxi,s	mm ⁴	2,103E+08
Js	mm ⁴	6,664E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,568E+05
Sy	mm ³	1,452E+07
Yg	mm	9,260E+01
Jxi,c	mm ⁴	6,269E+08
Sx	mm ³	7,056E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,838E+05
Syi	mm ³	2,196E+07
Ygi	mm	1,195E+02
Jxi	mm ⁴	2,053E+09
Sxi	mm ³	8,001E+07
Xgi	mm	4,353E+02
Jyi	mm ⁴	1,208E+10
Ji	mm ⁴	5,272E+08

Tab2.17 Caratteristiche Travi 90x45.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.226[KN/m].

Trave NPS®CLS "90x50"

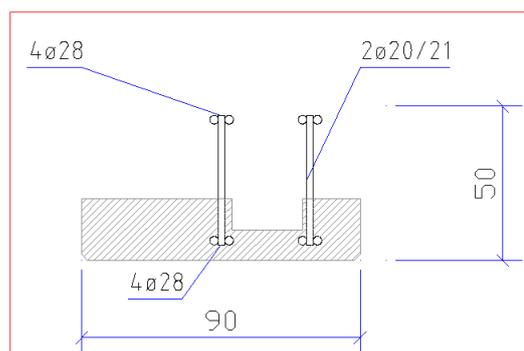


Fig2.26 Trave 90x50.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	4,924E+03
Sy	mm ³	1,273E+06
Yg	mm	2,585E+02
Jxi,s	mm ⁴	2,842E+08
Js	mm ⁴	9,650E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,568E+05
Sy	mm ³	1,455E+07
Yg	mm	9,279E+01
Jxi,c	mm ⁴	6,484E+08
Sx	mm ³	6,720E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	1,902E+05
Syi	mm ³	2,318E+07
Ygi	mm	1,219E+02
Jxi	mm ⁴	2,576E+09
Sxi	mm ³	9,103E+07
Xgi	mm	4,786E+02
Jyi	mm ⁴	1,210E+10
Ji	mm ⁴	5,299E+08

Tab2.18 Caratteristiche Travi 90x50.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.299[KN/m].

Trave NPS®CLS "90x55"

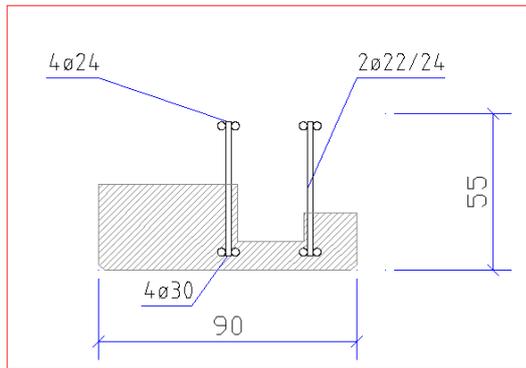


Fig2.27 Trave 90x55.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	6,877E+03
Sy	mm ³	1,833E+06
Yg	mm	2,666E+02
Jxi,s	mm ⁴	4,576E+08
Js	mm ⁴	1,262E+06

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,800E+05
Sy	mm ³	1,800E+07
Yg	mm	1,000E+02
Jxi,c	mm ⁴	8,091E+08
Sx	mm ³	8,100E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,266E+05
Syi	mm ³	3,043E+07
Ygi	mm	1,343E+02
Jxi	mm ⁴	3,913E+09
Sxi	mm ³	1,020E+08
Xgi	mm	4,500E+02
Jyi	mm ⁴	1,210E+10
Ji	mm ⁴	2,409E+09

Tab2.19 Caratteristiche Trave 90x55.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 5.029[KN/m].

Trave NPS®CLS "90x61"

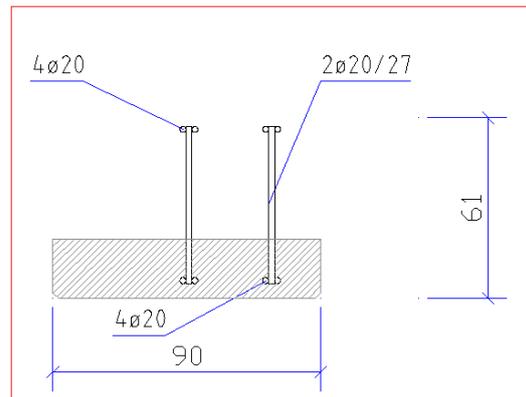


Fig2.28 Trave 90x61.

Sezione Acciaio		
As	mm ²	4,270E+03
Sy	mm ³	1,494E+06
Yg	mm	3,498E+02
Jxi,s	mm ⁴	4,596E+08
Js	mm ⁴	7,429E+05

Sezione CLS		
Ac	mmq	1,800E+05
Sy	mm ³	1,800E+07
Yg	mm	1,000E+02
Jxi,c	mm ⁴	8,134E+08
Sx	mm ³	8,100E+07

Sezione Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,090E+05
Syi	mm ³	2,813E+07
Ygi	mm	1,346E+02
Jxi	mm ⁴	3,931E+09
Sxi	mm ³	8,966E+07
Xgi	mm	4,291E+02
Jyi	mm ⁴	1,225E+10
Ji	mm ⁴	2,405E+09

Tab2.20 Caratteristiche Trave 90x61.

A queste caratteristiche corrisponde un peso lineare pari a 4.829[KN/m].

2.2.3. Pilastri PDTI® NPS®

Le colonne utilizzate si integrano alla perfezione con le travi prefabbricate componendo anch'esse l'NPS® SYSTEM. Per mantenere il requisito di auto portanza e facilità di messa in opera, i pilastri prefabbricati giungono già assemblati della componente metallica (cerchiatura esterna e armatura interna) che già in grado di sopportare i carichi da costruzione quali l'appoggio in prima fase delle travi.

La prima operazione da svolgere è il fissaggio al piede della colonna sui trefoli appositamente annegati nel getto di fondazione. Da questo momento in poi la struttura può considerarsi portante e può sopportare le sollecitazioni dovute alle successive fasi di montaggio (realizzazione del getto di completamento della sezione e posizionamento delle travi e dei solai).



Fig2.29 Pilastri PDTI® NPS®.

Nel seguente capitolo si vogliono classificare e descrivere le varie tipologie di pilastro PDTI® NPS® utilizzati nel progetto, presentando le caratteristiche geometriche che occorrono poi per creare i modelli numerici. Le colonne si differenziano per:

- Diametro della sezione tubolare interna ed esterna.
- Armatura supplementare.

Le differenze tra i tipi di pilastro seguono le esigenze strutturali e quelle architettoniche (i pilastri infatti hanno quasi sempre sezioni variabili). Come nel caso delle travi verrà presentata la sezione della colonna e le sue caratteristiche omogeneizzate al calcestruzzo. Se non specificatamente dichiarato i profili tubolari hanno sezione pari a 8 [mm].

Le tipologie di PDTI® utilizzate sono le seguenti: P1, P2, P3, P4, P5 e P6.

P1, tipologia di pilastro più utilizzata. Il primo piano della colonna è formato da un tubolare esterno di diametro 457 [mm] e quello interno di diametro 354 [mm]. Il secondo e terzo piano invece ha diametro esterno 406 [mm] e interno 324 [mm].

Sezione Primo Piano

Sezione Secondo e Terzo Piano

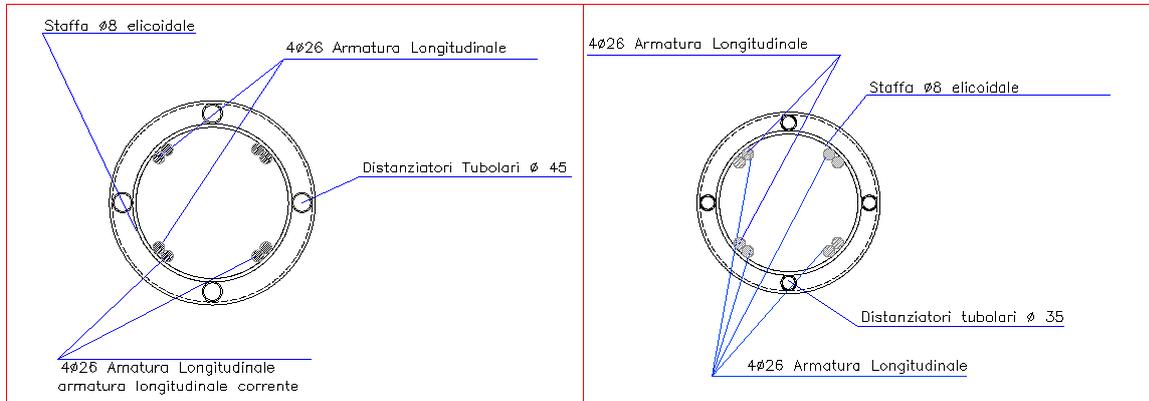


Fig2.30 Sezione Pilastro P1.

Le caratteristiche della sezione omogeneizzata sono le seguenti:

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,716E+05
Syi	mm^3	6,278E+07
Ygi	mm	2,312E+02
Jxi	mm^4	5,084E+09
Sxi	mm^3	62777125,46
Xgi	mm	2,312E+02
Jyi	mm^4	5,084E+09
Ji	mm^4	1,198E+10

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,164E+05
Syi	mm^3	4,393E+07
Ygi	mm	2,030E+02
Jxi	mm^4	4,120E+09
Sxi	mm^3	4,393E+07
Xgi	mm	2,030E+02
Jyi	mm^4	4,120E+09
Ji	mm^4	9,707E+09

Tab2.21 Caratteristiche Pilastrri P1.

P2, Il primo piano e il secondo della colonna sono formati da un tubolare esterno di diametro 508 [mm] e quello interno di diametro 406 [mm]. Il terzo piano invece ha diametro esterno 406 [mm] e interno 324 [mm].

Sezione Primo e Secondo Piano

Sezione Terzo Piano

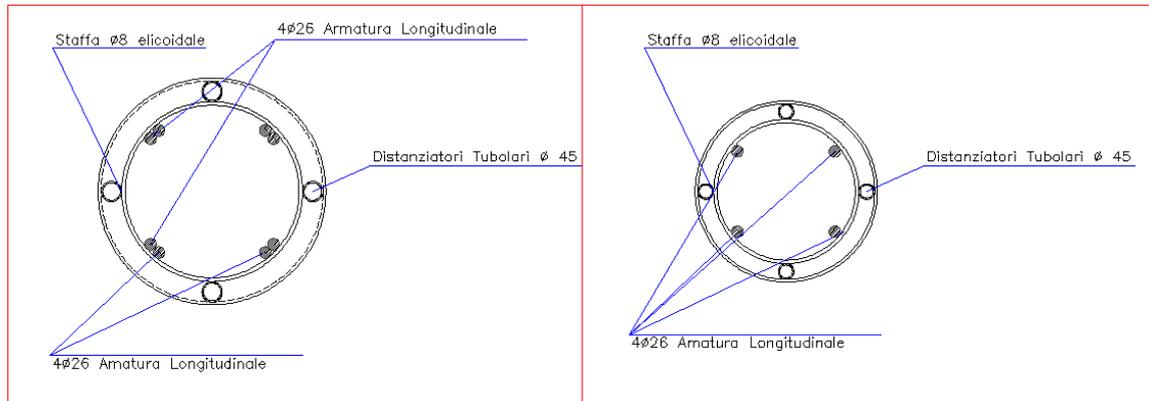


Fig2.31 Sezione Pilastro P2.

Le caratteristiche della sezione omogeneizzata sono le seguenti:

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	3,211E+05
Syi	mm ³	8,156E+07
Ygi	mm	2,540E+02
Jxi	mm ⁴	5,879E+09
Sxi	mm ³	8,156E+07
Xgi	mm	2,540E+02
Jyi	mm ⁴	5,879E+09
Ji	mm ⁴	1,544E+10

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,167E+05
Syi	mm ³	4,403E+07
Ygi	mm	2,032E+02
Jxi	mm ⁴	4,096E+09
Sxi	mm ³	4,403E+07
Xgi	mm	2,032E+02
Jyi	mm ⁴	4,096E+09
Ji	mm ⁴	9,723E+09

Tab2.22 Caratteristiche Pilastrì P2.

P3, Il primo piano della colonna è formato da un tubolare esterno di diametro 508 [mm] e quello interno di diametro 406 [mm]. Il terzo piano e il secondo invece han diametro esterno 406 [mm] e interno 324 [mm].

Sezione Primo Piano

Sezione Secondo e Terzo Piano

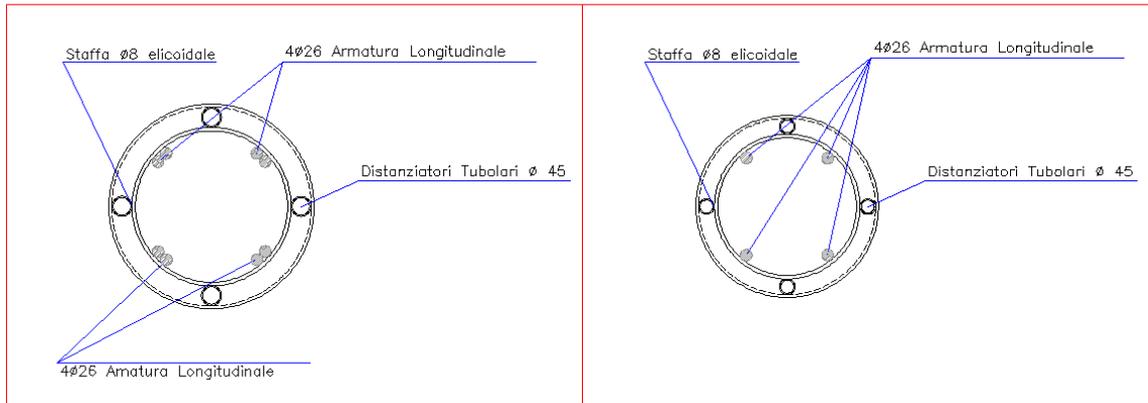


Fig2.32 Sezione Pilastro P3.

Le caratteristiche della sezione omogeneizzata sono le seguenti:

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	3,211E+05
Syi	mm ³	8,156E+07
Ygi	mm	2,540E+02
Jxi	mm ⁴	5,879E+09
Sxi	mm ³	8,156E+07
Xgi	mm	2,540E+02
Jyi	mm ⁴	5,879E+09
Ji	mm ⁴	1,544E+10

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,167E+05
Syi	mm ³	4,403E+07
Ygi	mm	2,032E+02
Jxi	mm ⁴	4,096E+09
Sxi	mm ³	4,403E+07
Xgi	mm	2,032E+02
Jyi	mm ⁴	4,096E+09
Ji	mm ⁴	9,723E+09

Tab2.23 Caratteristiche Pilastrì P3, P4.

P4, Il primo piano e il secondo della colonna sono formati da un tubolare esterno di diametro 508 [mm] e quello interno di diametro 406 [mm]. Il terzo piano invece ha un diametro esterno 406 [mm] e interno 324 [mm].

(la sezione e le caratteristiche sono identiche al caso precedente; unica eccezione sta nella distribuzione dei diametri lungo la colonna.)

P5, tutta la colonna ha la stessa dimensione; il tubolare esterno ha diametro 406[mm] mentre il tubolare interno 324 [mm].

Sezione Costante

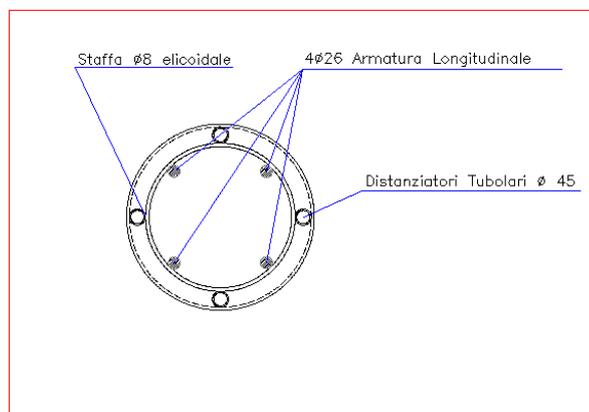


Fig2.33 Sezione Pilastro P5.

Le caratteristiche della sezione omogeneizzata sono le seguenti:

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,167E+05
Syi	mm^3	4,403E+07
Ygi	mm	2,032E+02
Jxi	mm^4	4,124E+09
Sxi	mm^3	4,403E+07
Xgi	mm	2,032E+02
Jyi	mm^4	4,124E+09
Ji	mm^4	9,723E+09

Tab2.24 Caratteristiche Pilastro P5.

P6, Il primo piano e il secondo della colonna sono formati da un tubolare esterno di diametro 457 [mm] e quello interno di diametro 406 [mm]. Il terzo piano invece ha un diametro esterno 406 [mm] e interno 324 [mm].

Sezione Primo e Secondo Piano

Sezione Terzo Piano

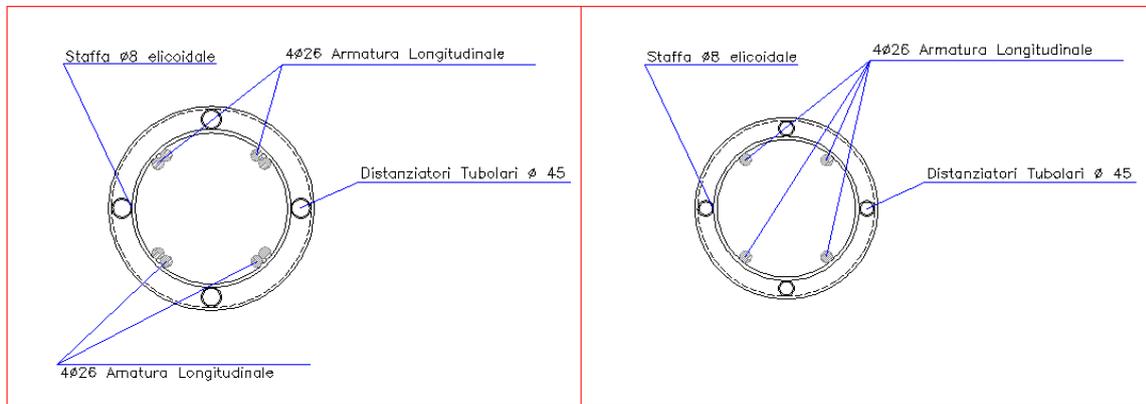


Fig2.34 Sezione Pilastro P6.

Le caratteristiche della sezione omogeneizzata sono le seguenti:

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,716E+05
Syi	mm^3	6,278E+07
Ygi	mm	2,312E+02
Jxi	mm^4	5,084E+09
Sxi	mm^3	62777125,46
Xgi	mm	2,312E+02
Jyi	mm^4	5,084E+09
Ji	mm^4	1,198E+10

Area Omogeneizzata		
Ai	mmq	2,164E+05
Syi	mm^3	4,393E+07
Ygi	mm	2,030E+02
Jxi	mm^4	4,120E+09
Sxi	mm^3	4,393E+07
Xgi	mm	2,030E+02
Jyi	mm^4	4,120E+09
Ji	mm^4	9,707E+09

Tab2.25 Caratteristiche Pilastro P6.

2.2.4.Solai

Per ottimizzare la struttura anche nella scelta del solaio, è stato scelto di usare dei pannelli alveolari. Gli elementi alveolari in c.a. normale o precompresso possono assicurare da soli la totalità della resistenza oppure integrati da un getto di completamento; l'abbinamento di questa tipologia di solaio con l'NPS® SYSTEM permette di unire attraverso lo stesso getto di completamento sia i pannelli dell'orizzontamento che i tralicci delle travi, ricreando così in piano rigido del telaio in una unica fase costruttiva. In aggiunta a ciò, l'appoggio dei pannelli prefabbricati è semplificato perché basta che avvenga sullo zoccolo prefabbricato della trave NPS® CLS.

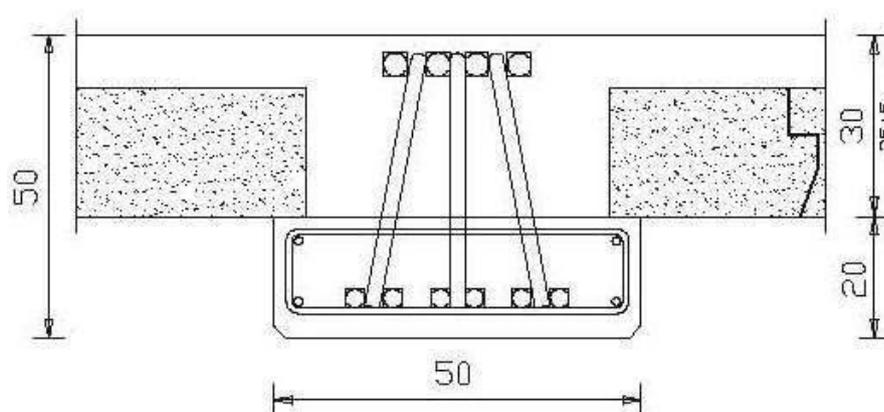


Fig2.35 Particolare costruttivo Trave-Solaio.

Le lastre alveolari hanno usualmente una larghezza pari a 1200 [mm] e vengono affiancate l'una all'altra in modo da creare il piano del solaio; la solidarizzazione degli elementi avviene mediante sigillatura del giunto tra gli elementi stessi con malta cementizia.

Il solaio alveolare è consigliato per strutture ad elevata prefabbricazione, la superficie inferiore del pacchetto solaio è infatti fin da subito pronta per essere verniciata poiché già liscia e regolare. Tale caratteristica velocizza e semplifica di molto le lavorazioni in cantiere; se, come nel caso della struttura in esame, è prevista la soletta superiore di completamento, la superficie superiore della lastra può essere appositamente resa rugosa per migliorare l'aderenza.



Infine i fori interni alla nervatura possono essere utilizzati per il passaggio degli impianti, anche se questa opzione necessita di particolari costruttivi dedicati.

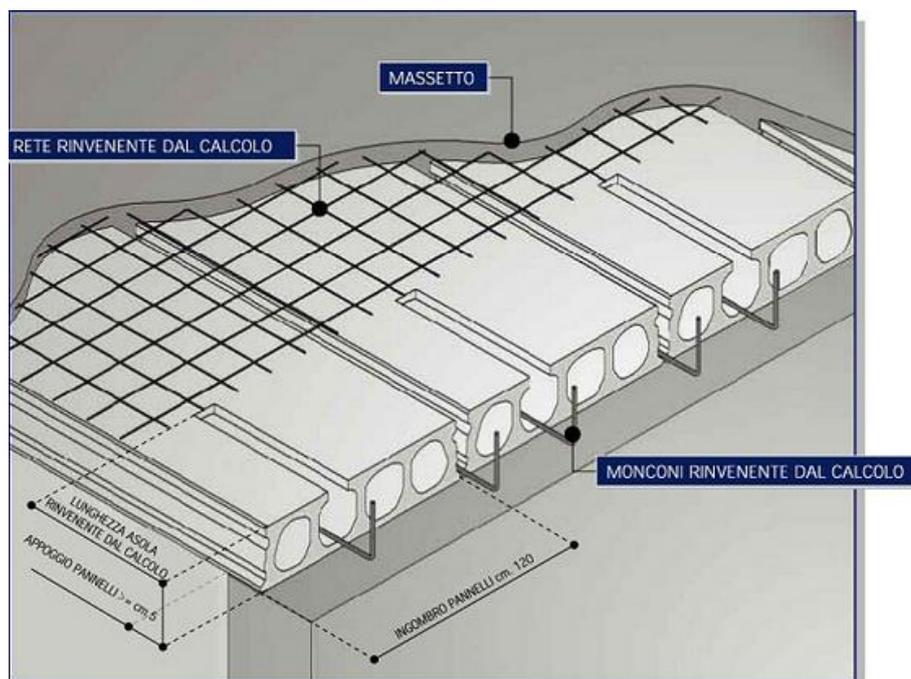


Fig.2.36 Particolare Completamento Solaio.

La lunghezza d'appoggio consigliata della singola lastra varia di costruttore in costruttore in funzione alla luce del solaio. Di seguito si riportano le caratteristiche di resistenza e geometria riferite a tipici solai alveolari:

Spessore Netto del Solaio [mm]	150/160	200	250	300/320
Peso del Pannello [KN/m ²]	2,1/2,5	2,5	3,2	3,7/4,2
Peso del solaio "al Rustico" [KN/m ²]	2,25/2,7	2,7	3,4	4/4,5

Tab.2.26 Tipologie e caratteristiche Solai tipo.

Le luci del solaio alveolare possono essere comprese tra i 5.5 e i 12 [m], con moduli di larghezza pari a 300, 600 e 1200 [mm].

Nella struttura in questione sono presenti le seguenti tipologie di solaio alveolare prefabbricato:

Solaio Alveolare		
Altezza (piastra+solatta)	Larghezza Piastra	Peso Piastra
mm	mm	KN/m ²
200+50	1200	4,7
300+50	1200	4,7
360+50	1200	5,2
250+50	1200	4,25

Tab.2.27 Solai nel Progetto.

In funzione a tali dati verranno poi calcolati i carichi sulle strutture.

3. Stima delle Azioni in Fase di Montaggio

3.1 Azioni Climatiche

3.1.1 Vento

Il vento esercita azioni variabili nel tempo, alle quali possono corrispondere fenomeni dinamici. Data la difficoltà nel trattare il caso dinamico, si sono studiati sistemi equivalenti. In questa maniera la trattazione del carico da vento si esaurisce con il calcolo delle Azioni Equivalenti.

Nel corso di questo paragrafo si cercherà di stimare il carico da vento nella struttura provvisoria in fase di montaggio. Quando possibile si evidenzieranno le differenze tra le diverse normative come già spiegato nella parte teorica precedente.

Il primo punto è la ricerca della velocità di riferimento:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad (3.3.1)$$

Nel caso di Roma, con riferimento alla già citata tabella 3.3.1 dell'NTC08, i parametri per la zona di appartenenza (la zona 3) sono i seguenti:

$$v_{b,0} = 27 \frac{m}{sec}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0,02 \text{ sec}^{-1}$$

Interessandoci, però, di tempi di ritorno più piccoli dei 50 anni standard a cui la normativa fa riferimento, si vuole applicare la riduzione della velocità di riferimento applicando l'approccio della normativa europea (EC1-6) e quello della norma CNR-DT 207/2008.

Entrambe le relazioni moltiplicano il valore della velocità di riferimento per un coefficiente che consideri la diversa probabilità di accadimento dell'evento. Nel caso ad esempio di un tempo di ritorno di 1 anno, la norma europea porta ai seguenti risultati:

$$v_{ref}(\rho) = v_{ref} \left[\frac{1 - k_1 \ln(-\ln(1 - \rho))}{1 - k_1 \ln(-\ln(0,98))} \right]^n = 27 * 1,2 = 32,4$$

Dove i valori K_1 ed n sono pari rispettivamente a 0,2 e 0,5.

Nel caso invece della norma italiana, a parità di tempo di ritorno, le formule riportano i seguenti risultati:

$$v_r = v_b C_r; \text{ per } T_r \leq 1 \text{ anno } C_r = 0,75$$

Quindi il valore del vento di riferimento è pari a 20,25 [m/sec]. Apparentemente il valore di riferimento secondo la norma italiana è molto minore rispetto a quella Europea; tuttavia l'Eurocodice considera anche dei coefficienti correttivi seguendola seguente formula:

$$V_{ref} = C_{dir} * C_{tem} * C_{alt} * V_{b,0}$$

il coefficiente temporaneo, in particolare, è generalmente stimato intorno al valore di 0,6 in base alla normativa di riferimento, quindi complessivamente il valore del vento di riferimento è il medesimo per le due normative a meno di valori diversi di C_{tem} nelle appendici nazionali.

Stimato il valore di riferimento, il secondo passo è stimare il valore delle azioni equivalenti; per farlo la normativa prescrive di calcolare in un primo momento le pressioni interne, esterne e, specialmente nel caso delle fasi costruttive, sui singoli elementi.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento; con direzione principale del vento si intende quella dell'asse principale in pianta.

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 § 3.3.8 D.M. 14/01/08; in questo caso lo consideriamo unitario.

Ricapitolando le info generali sull'ubicazione dell'opera abbiamo:

Generale			
Zona	3	v(b,0)	27 m/sec
		a(0)	500 m
		Ks	0,02 1/sec
z(S.l.m.)	140		m
Dist dal mare	35		Km
Cl. Di Rugosità	B		\
zi	4		m
Superficie	0,02		\
Cat. Di Esp.	3	Kr	0,2 \
		z(0)	0,1 m
		z(min)	5 m

Fig3.1 Riepilogo Parametri Vento NTC08.

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

$$q_b = 0,5 \rho v_b^2$$

dove: v_b è la velocità di riferimento del vento calcolata in precedenza e ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Si considera quindi una pressione cinetica di riferimento q_b pari a **0,256 kN/m^2** .

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 $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

dove: c_t è il coefficiente di topografia, che è generalmente posto pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane;

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Fig3.2 Categorie di esposizione NTC08.

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (sperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

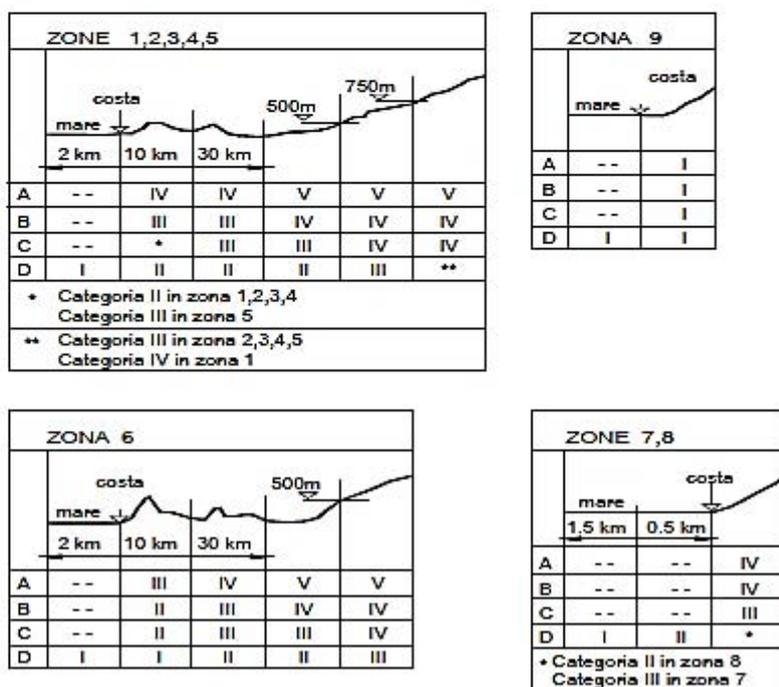


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Fig3.3 Estratto NTC08 Vento.

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto, si considerano i parametri seguenti:

- zona di riferimento 3
- classe di rugosità del terreno B
- categoria III
- quota z pari a circa 4 m s.l.m.m.

Si ottiene un valore medio paria $c_e(z) = 2,027$.

Il valore del coefficiente di esposizione però varia in funzione al piano che si considera poiché aumenta il valore dell'altezza di riferimento; a tal proposito la normativa Europea mette a disposizione delle tabelle per la stima della altezza di riferimento per il calcolo di C_e :

figura B.1 Altezza equivalente z_{equ}

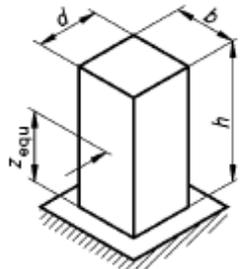
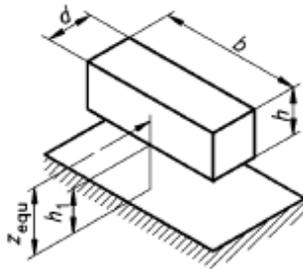
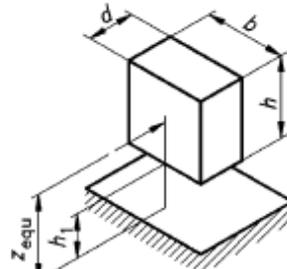
<p>Strutture verticali (per esempio: edifici, ciminiere, torri, ecc.) $z_{equ} = 0,6 \cdot h \cdot z_{min}$</p>	
<p>Strutture orizzontali (per esempio: ponti, cavi, ecc.) $h = b; d = b; e \text{ b/h}_1 \geq 0,5$ $z_{equ} = h_1 + h/2 \geq z_{min}$</p>	
<p>Strutture puntiformi (per esempio: lampioni, serbatoi sospesi, ecc.) $b/h_1 < 0,5; h/h_1 < 0,5$ $z_{equ} = h_1 + h/2 \geq z_{min}$</p>	

Fig3.4 Stima z equivalente.

Il coefficiente topografico C_t è stimato seguendo il metodo dettagliato proposto dal CNR: la struttura è posizionata sul fianco di una collina, quindi l'approccio per la stima di tale coefficiente deve essere rigoroso. In primis si stima il Φ , pendenza media del fronte del rilievo, come un rapporto tra H (altezza del rilievo) e L_u (lunghezza del rilievo esposto al vento); nella costruzione in questione, basandosi sui dati riferiti dal costruttore, tale parametro può assestarsi intorno al valore di 0,26. In funzione di ciò la normativa prescrive:

$$\begin{cases} C_t = 1 & \text{per } \Phi \leq 0,05 \\ C_t = 1 + 2s\Phi & \text{per } 0,05 < \Phi < 0,3 \\ C_t = 1 + 0,6s & \text{per } \Phi \geq 0,3 \end{cases}$$

In funzione a quanto detto fin ora si riportano in tabella i valori del coefficiente topografico e di esposizione in funzione all'impalcato considerato:

Piano	Ct	Ce
1	1,044	1,812
2	1,089	2,247
3	1,133	2,697

Tab3.1 Stima coeff. per ogni impalcato.

Stimata la pressione cinetica e i coefficienti si passa all'azione del vento sui singoli elementi che compongono la struttura in fase di costruzione (travi dei diversi impalcati e colonne).

La stima del coefficiente dinamico C_d è la medesima per entrambe le componenti strutturali: ricadendo infatti nel punto due della CNR 207 2008 §3.4.1(4) il coefficiente può essere preso unitario $C_d=1$.

Per ultimo rimane il calcolo del coefficiente di forma per i singoli elementi strutturali. Per semplicità si riportano i calcoli relativi alle travi del telaio in direzione Y (lato più corto della struttura).

Per prima cosa bisogna verificare se ci troviamo nel caso di travi singole o sistema di travi: se la distanza tra le travi di due telai paralleli è infatti inferiore a due volte l'altezza della travi stesse, allora ci troviamo a trattare un sistema di travi; nel nostro caso la trave media utilizzata per gli impalcati è alta 55 [cm], trovandosi i telai a una distanza mai minore di 5 [m] in direzione X le travi saranno tutte isolate e non bisognerà introdurre alcun coefficiente riduttivo per l'effetto di gruppo (vedi NTC08 §C3.3.10.4.2). Anche in questo caso è necessario stimare un coefficiente Φ in modo da classificare le varie travi singole:

$$\varphi = S_p/S$$

Con S si intende la superficie che è delimitata dal contorno della trave, mentre con S_p si intende la superficie della parte piana della trave.

Nella tabella che segue si riportano i valori del coefficiente di forma per le singole travi dell'impalcato; ripetendosi la sequenza di travi per tutti e 3 i piani, sarà sufficiente riportare il calcolo dei coefficienti per un solo impalcato:

Fila	Base	Altezza	L [m]	SupTOT	Sp	ϕ	Cp ($\phi < 0,3$)
1	0,7	0,3	5	10,6	1,8	0,169811	1,774
2	0,7	0,3	5	10,6	1,8	0,169811	1,774
3	0,7	0,3	5	10,6	1,8	0,169811	1,773
4	0,6	0,2	5	8,4	1,2	0,142857	1,81
5	0,6	0,2	5	8,4	1,2	0,142857	1,81

Tab3.2 Stima Coeff. per fila di travi.

Stimati tutti i parametri è possibile calcolare la pressione del vento sulle singole travi di ogni piano: *Primo impalcato*

Pressione del Vento P1	
Fila	P [KN/m]
1	0,296
2	0,296
3	0,296
4	0,202
5	0,202

Secondo impalcato

Pressione del Vento P2	
Fila	P [KN/m]
1	0,368
2	0,368
3	0,368
4	0,250
5	0,250

Terzo impalcato

Pressione del Vento P3	
Fila	P [KN/m]
1	0,441
2	0,441
3	0,441
4	0,300
5	0,300

Tab3.3 Pressione Vento Impalcati.

Per completezza riportiamo il calcolo della pressione del vento anche nel caso della procedura estesa spiegata nel capitolo relativo alla teoria; tale procedura è presa dall'EC1 2.4 e, a differenza della normativa italiana, non è stata applicata elemento per elemento ma ad ogni impalcato preso con la relativa quota. Altra differenza sta nei coefficienti che vengono utilizzati e sul ruolo che ha il coefficiente dinamico. I risultati sono i seguenti:

Velocità di Riferimento		
Tr	1	anni
p	0,0004	\
v(r)	32,406	m/sec
q(b)	236,289	N/m ²

Tab3.4 Stima Velocità di Riferimento Secondo Eurocodici.

Applicando un coefficiente di riduzione temporanea c_{tem} pari a 0,6 (si ricorda che la normativa italiana non da indicazioni relative a tale coefficiente, quindi la supposizione è del tutto arbitraria

e solamente orientata con le linee guida dell'annesso Tedesco alla normativa che prevede quello come valore del coeff.).

Piano	Ct	Cr	lv(z)	Ce
1	1	0,722	0,305	1,634
2	1	0,722	0,305	1,634
3	1	0,812	0,271	1,908

Sezione a Spigoli vivi tab 10.14.1				
cf	c(f,0)	$\psi(\lambda)$	λ	ϕ
1,9	2	0,95	13,889	0,159

Tab3.5 Valori Coeff. secondo Eurocodici.

Per ogni impalcato corrispondono i seguenti valori di pressione:

Pressione del Vento P1	
p [KN/m]	0,264
Azione Tangenziale [KN/m ²]	
pf	0,003
B [m]	0,9
Qt [KN/m]	0,003
Pressione del Vento P2	
p [KN/m]	0,264
Azione Tangenziale [KN/m ²]	
pf	0,003
B [m]	0,9
Qt [KN/m]	0,003
Pressione del Vento P3	
p [KN/m]	0,308
Azione Tangenziale [KN/m ²]	
pf	0,003
B [m]	0,9
Qt [KN/m]	0,003

Tab3.6 Valori di Pressione per Ogni Impalcato secondo Eurocodice.

Se questi valori si confrontano con la media della pressione su tutte le travi calcolata con la normativa italiana, si nota come i valori siano praticamente gli stessi. Per la pressione tangenziale invece non si può dire lo stesso, la normativa italiana in questo senso è più cautelativa considerando valori maggiori di pressione. La trattazione che viene fatta è quella che segue.

Nella direzione più lunga dell'edificio può aver senso stimare la componente tangenziale che il vento ha sulla struttura. La relazione con cui si può stimare tale forza è data in maniera simile sia dal NTC08 che dai codici europei come:

$$p_f = q_{b,0} C_e C_f$$

I valori di $q_{b,0}$ e C_e sono i medesimi visti prima, l'unica incognita è il valore C_f che è funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento (NTC08 §3.3.5). In alternativa l'Eurocodice1 al capitolo §10.8.1 propone un metodo alternativo per la stima della scabrezza dove:

$$C_f = C_{f,0} \psi_t \psi_\eta$$

Dove: $C_{f,0}$ è tabellato come segue:

prospetto 10.13.1 **Coefficienti d'attrito c_{fr} per muri e superfici di tetti**

Superficie	Coefficiente d'attrito c_{fr}
liscia (esempio: acciaio, calcestruzzo liscio)	0,01
rugosa (esempio: calcestruzzo grezzo, pannelli catramati)	0,02
molto rugosa (esempio: ondulate, nervate, piegate)	0,04

Tab3.5 Valori Coeff. Attrito.

ψ_t è un coefficiente di riduzione che si applica nel caso in cui gli spigoli dell'elemento considerato siano arrotondati;

ψ_η è un coefficiente di riduzione in funzione alla snellezza (vedi §10.14 EC1-2.4).

Prendendo il valore di attrito da Eurocodice, il valore della pressione tangenziale per il lato lungo della struttura è il seguente:

Primo impalcato

Azione Tangenziale [KN/m ²]	
pf	0,009
B [m]	0,9
Qt [KN/m]	0,008

Tab3.7 Vento Tangenziale P1.

Secondo impalcato

Azione Tangenziale [KN/m ²]	
pf	0,012
B [m]	0,9
Qt [KN/m]	0,010

Tab3.8 Vento Tangenziale P2.

Terzo impalcato

Azione Tangenziale [KN/m ²]	
pf	0,014
B [m]	0,9
Qt [KN/m]	0,012

Tab3.9 Vento Tangenziale P3.

Come si nota i valori sono più alti rispetto alle pressioni tangenziali ricavate a partire dall'EC1. Con questa stima si ritiene conclusa la parte relativa alle travi e si può passare alla stima della pressione sulle colonne in fase di costruzione.

Nella trattazione dei piastri cambia solo il valore del coefficiente di forma; definito infatti come d il diametro della colonna, h l'altezza e q come il rapporto tra C_e e q_b la norma CNR prescrive i seguenti valori:

$$C_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ 1,783 - 0,263d\sqrt{q} & \text{per } 2,2 \leq d\sqrt{q} \leq 4,2 \\ 0,7 & 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

Secondo l'Eurocodice invece la trattazione è più complicata: tutto ruota intorno al numero di Reynolds $R_e = \frac{bv_m(z_e)}{\nu}$ (dove b è il diametro, ν la viscosità dell'aria e v_m la velocità media del vento.). In funzione a questo numero infatti è possibile stimare il valore di $c_{p,0}$ attraverso la tabella 10.8.1 della medesima normativa:

- Nota
- (i) I valori intermedi possono essere interpolati linearmente.
 - (ii) I valori critici della precedente figura sono riportati nel seguente prospetto:

R_e	α_{\min}	$c_{p0,\min}$	α_A	$c_{p0,h}$
5×10^5	85	-2,2	135	-0,4
2×10^6	80	-1,9	120	-0,7
10^7	75	-1,5	105	-0,8

dove:

α_{\min} è la posizione di pressione minima;

$c_{p0,\min}$ è il valore del coefficiente di pressione minimo;

α_A è la posizione della separazione di flusso;

$c_{p0,h}$ è il coefficiente di pressione di base.

- (iii) La figura 10.8.2 è basata su una rugosità equivalente k/b minore di 5×10^{-4} . Valori tipici dell'altezza di rugosità, k , sono dati nel prospetto 10.7.1.

Fig3.6 Stima $c_{p,0}$

Stimato $c_{p,0}$, il valore del coefficiente di forma è presto trovato moltiplicandolo per $\psi_{\lambda\alpha}$ (fattore di riduzione dovuto alla snellezza) che è pari a

$$\psi_{\lambda\alpha} = 1 \quad \text{per} \quad 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_A \quad \text{e} \quad 360^\circ - \alpha_A \leq \alpha \leq 360^\circ \quad [10.8.3]$$

$$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda \quad \text{per} \quad \alpha_A \leq \alpha \leq 360^\circ - \alpha_A$$

dove:

α_A è la posizione della separazione di flusso (vedere figura 10.8.1);

ψ_λ è il fattore di riduzione di snellezza (vedere 10.14).

In virtù di ciò i risultati per le colonne in questione è il seguente:

Sezione Pilastrì Cp				
d	v(m)	Re	c(p,0)	$\psi(\lambda)$
0,5	15,14314	504771,3216	-2,2	1

Tab3.10 Cp Pilastrì.

Per la stima della pressione su di un cilindro occorre pure il coefficiente di forza C_f :

Sezione Pilastrì Cf				
C(f,0)	k [mm]	b [mm]	$\psi(\lambda)$	Cf
0,8	1	360	0,95	0,76

Tab3.11 Cf Pilastrì.

Ed otteniamo quindi una pressione sulla colonna i-esima pari a:

Pressione sui Pilastrì	
0,230	[KN/m]

Tab3.12 Pressione Pilastrì.

Sempre secondo l'EC1 non intervengono fenomeni di iterazione tra le diverse colonne perché la distanza tra l'una e l'altra è maggiore a 10 volte il diametro.

Tutte le pressioni così stimate per i singoli elementi devono essere moltiplicate per le aree su cui agiscono (o le loro proiezioni) in modo da poter determinare le forze statiche equivalenti che sollecitano il sistema.

Per quanto riguarda invece i fenomeni dinamici come il distacco dei vortici o il fenomeno del "galopping" essi devono seguire una trattazione diversa che non è affrontata in questo elaborato.

3.1.2.Neve

In questo caso il problema è molto più semplice: determinato il carico da neve caratteristico al suolo, si correggerà tale valore in funzione al diverso tempo di ritorno con la formula vista nel capitolo sulla normativa.

Per quanto riguarda la zonizzazione locale per carico di neve al suolo, il comune di Roma (dove è ubicata la struttura) si trova in zona III.

Tempo Di Ritorno [Tr]	5	Anni
Probabilità di accadimento [p]	0,002	\
Neve al Suolo [NTC08]	0,6	KN/m ²
Neve al Suolo [Tr=1anno]	0,24	KN/m ³

Tab3.13 Calcolo Carico Neve.

Stimato il valore della neve al suolo basterà moltiplicarlo per i vari coefficienti relativi per ottenere il carico da progetto.

Il coefficiente di forma dovuto alla copertura (μ_i) è pari a 0,8 essendo la copertura piana.

Il coefficiente di Esposizione (C_e) è pari a 1,1 poiché la struttura è stata costruita sul bordo di una collina dopo una operazione di parziale sbancamento.

Il coefficiente termico infine (C_t) tiene conto delle capacità di isolamento dell'opera. Non essendo ancora completata tale parametro è preso unitario.

Il carico da neve durante la fase di costruzione può essere preso pari a:

$$q_s = 2,2112 \left[\frac{KN}{m^2} \right]$$

3.2. Azioni Sismiche

Nel seguente capitolo si vogliono presentare i risultati delle analisi sismiche sulla costruzione in fase di montaggio. Il fine ultimo di questa analisi è stabilire se questo particolare tipo di prefabbricati garantisce una sufficiente sicurezza sismica anche durante la fase di costruzione; e, se sì, con che margini e che meccanismi entrano in gioco. Con sicurezza sismica si intende la capacità della struttura di resistere alle accelerazioni del sottosuolo garantendo un margine di sicurezza proporzionale all'intensità del sisma. Nel caso dei prefabbricati in fase di costruzione, quindi, si tratta di garantire la stabilità e l'integrità della struttura anche se non interamente realizzata.

Per giungere a tali conclusioni si seguirà il seguente percorso logico:

1. Creazione di un modello che descriva in maniera sufficientemente precisa le peculiarità delle diverse fasi di montaggio.
2. Stima delle sollecitazioni sulla struttura per effetto del sisma.
3. Valutazione degli spostamenti.
4. Conclusioni e riflessioni sui particolari costruttivi.

Dato il particolare tipo di problema, le analisi che verranno svolte sono di tipo dinamico nel dominio del tempo, attraverso l'uso di accelerogrammi tarati sul luogo. Pur essendo infatti un modello di calcolo semplificato, permette di controllare la variazione della composizione della struttura (in termini di periodo proprio di vibrazione) in ogni fase della costruzione.

L'accelerogramma di riferimento per le analisi è stato ricreato, sia secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-1-2008), sia secondo le indicazioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 (OPCM 3274), attraverso l'uso del programma free-ware SIMQKE_GR messo a disposizione dal Prof. Gelfi. Tale programma, in accordo con le direttive ministeriali, genera in primis lo spettro elastico relativo al sito scelto, alla tipologia di struttura e al suo utilizzo (vedi capitolo "Normativa Sismica") per poi trasformarlo in un accelerogramma equivalente con il quale possibile effettuare le analisi dinamiche nel dominio del tempo attraverso i programmi agli elementi finiti. I passaggi che fanno giungere alla generazione dello spettro sono stati esposti nel capitolo relativo alla normativa sismica.

Lo spettro che si ricava con il foglio di calcolo del ministero, per il comune di Roma, è il seguente:

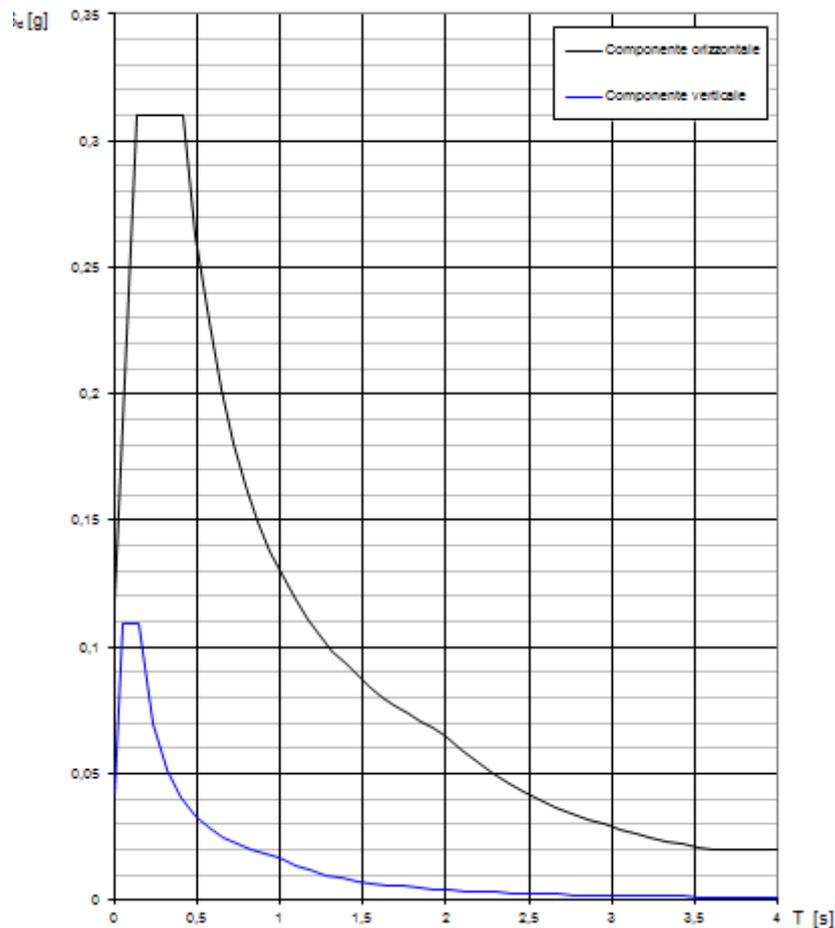


Fig3.7 Spettro Sito Roma.

Lo stato limite considerato è l'SLV, con vita di riferimento dell'opera pari a 35 anni. La categoria del sottosuolo (dato fornito dal progettista) è B, e la topografia (anche se ci si trova in leggera collina) è stata presa pari a una classe T1.

L'approccio è quello per un tempo di riferimento minimo nella Normativa Italiana. Come si è visto nel capitolo relativo alla normativa, l'Eurocodice sarebbe più flessibile a riguardo.

A partire da questo spettro si è ricavato l'accelerogramma; l'accelerazione di picco è pari a 0,31 [g].

3.2.1. Creazione e Caratteristiche del Modello

Il modello numerico della struttura, per questo particolare studio, deve rispondere alle seguenti caratteristiche:

- Rappresentare le fasi costruttive.
- Rispettare l'effettivo comportamento delle componenti strutturali.
- Permettere l'analisi sismica in questione.

-Per poter garantire la rappresentazione delle fasi costruttive verranno realizzati 3 differenti modelli agli elementi finiti rappresentanti le principali situazioni.

-Per descrivere il comportamento delle componenti si modellerà il telaio strutturale (in ogni fase costruttiva) in modo da studiare il caso più gravoso in termini di integrità strutturale e sicurezza:

“Caso in cui la continuità tra solaio e travi non è ancora stata creata attraverso il getto integrativo, e quindi le travi sono semplicemente appoggiate alle finestrature del solaio.”

Questo è visto come il caso più gravoso poiché il sisma potrebbe comportare lo spostamento e, in casi limite, la caduta delle travi; la struttura nel suo complesso infatti è progettata per resistere al sisma solo ad impalcato completato (seconda fase), mentre altro non si può dire per le fasi intermedie.

-Per permettere l'analisi sismica, infine, ogni modello deve rispettare le caratteristiche degli elementi ed il loro contributo in massa alla struttura.

Alla luce di ciò i modelli, ricavati attraverso il software agli elementi finiti MIDAS Gen, rappresenteranno un telaio semplice dove le travi, elementi lineari, non trasmettono momenti flettenti alle colonne (nel rispetto dell'ipotesi di appoggio semplice delle travi) poiché in estremità è stata applicata la proprietà definita comunemente “*end release*”.

Una volta realizzato il getto di completamento di un solaio esso viene sostituito da un elemento plate di masse equivalente: in questa maniera si realizza il piano rigido.

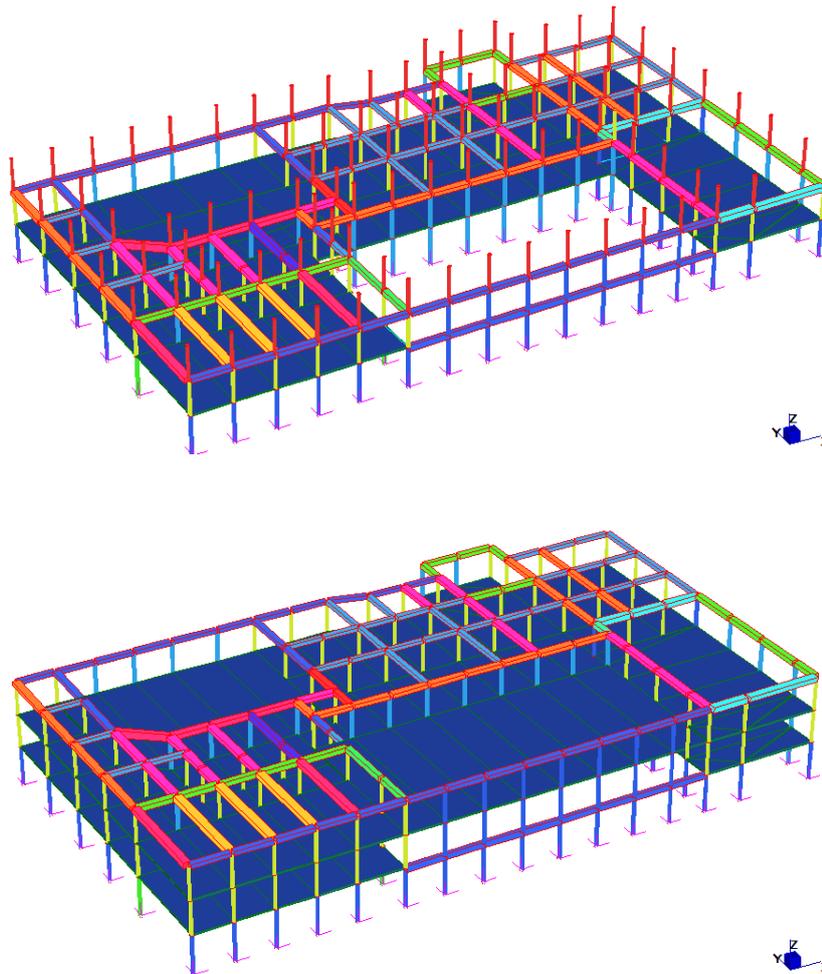


Fig3.8 Esempio Modelli Utilizzati.

I modelli così descritti non permettono alle travi di spostarsi alle estremità, quindi modellano una situazione che è possibile solo se dopo l'appoggio della trave viene previsto un vincolo alla traslazione che lasci comunque libera la rotazione. In questa maniera è possibile stimare le sollecitazioni che l'eventuale vincolo dovrebbe sopportare in caso di sisma al comporsi della struttura.

Stimate le forze si vorrà poi studiare il caso 2D dove il vincolo alla traslazione verrà sostituito da una molla che simula il comportamento dell'estremità della trave nel caso di appoggio senza alcun vincolo alla traslazione.

3.2.2. Stima delle Forze

Piano per piano presentiamo la stima delle forze sulle travi in semplice appoggio di ogni impalcato.

L'analisi che è stata effettuata è di tipo "Lineare dinamica con integrazione al passo"; trattandosi di una struttura non dissipativa il fattore di struttura è unitario (NT08 §7.3.1) e la stima delle

sollecitazioni sismiche può essere fatta in maniera indiretta attraverso accelerogrammi equivalenti (NTC08 §7.2.6 “le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.”).

Seguendo le indicazioni della normativa riguardanti le analisi lineari dinamiche, i passaggi necessari allo studio sono i seguenti (NTC08 §7.3.3.1):

- Determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale).
- Calcolo degli effetti della azione sismica in maniera diretta o indiretta (vedi §7.3.1) per ogni modo di vibrare considerato.
- Combinazione degli effetti.

“Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. E’ opportuno a tale riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all’85%.” (§7.3.3.1)

Per completezza si riporteranno quindi anche i modi di vibrare, con relativa massa partecipante, per poter comprendere meglio l’evolversi del comportamento strutturale al progressivo completarsi della struttura.

Gli effetti relativi ai singoli modi verranno poi combinati dal programma di calcolo attraverso relazioni quadratiche (§7.3.3.1 [7.3.3]):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j \right)^{0.5}$$

Con:

E_j valore dell’effetto relativo al modo j-esimo.

ρ_{ij} coeff. di correlazione, di comprovata validità, tra il modo i e il modo j (§[7.3.4])

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

Dove:

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j (convenzionalmente del 5%)

β_{ij} rapporto tra l’inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi.

Gli effetti dovuti alle eccentricità sono automaticamente prese in considerazione dal programma agli elementi finiti; trattandosi di una analisi statica, la risposta sismica nelle singole direzioni del

piano è calcolata in maniera a se stante e, solo in un secondo momento, sono combinati applicando la seguente espressione della normativa (§7.3.5 [7.3.15]):

$$\mp E_X \mp 0.3E_Y \mp 0.3E_Z$$

$$\mp E_Y \mp 0.3E_X \mp 0.3E_Z$$

$$\mp E_Z \mp 0.3E_Y \mp 0.3E_X$$

NB: nel nostro caso la componente verticale sussultoria (E_z) della sollecitazione sismica non è presa in considerazione poiché non si ricade nei casi di normativa (NTC08 §7.2.1).

3.2.2.1. Primo Impalcato

La struttura, modellata attraverso MIDAS Gen, è composta dalle colonne (incastrate al piede, con sezione mista fino al primo impalcato e sezione solo metallica nel resto) e dalle travi del primo impalcato che alle estremità sono lasciate libere di ruotare (a parte intorno al proprio asse). Si procede quindi con la ricerca dei principali modi di vibrare

Mode No	Frequency		Period (sec)
	(rad/sec)	(cycle/sec)	
1	11,3195	1,8015	0,5551
2	11,4206	1,8176	0,5502
3	11,4616	1,8242	0,5482
4	11,5099	1,8319	0,5459
5	11,5797	1,843	0,5426
6	11,589	1,8445	0,5422
7	11,6549	1,8549	0,5391
8	11,6992	1,862	0,5371
9	11,8699	1,8892	0,5293
10	11,9943	1,909	0,5238
11	12,0042	1,9105	0,5234
12	12,036	1,9156	0,522
13	12,053	1,9183	0,5213
14	12,1234	1,9295	0,5183
15	12,1905	1,9402	0,5154
16	12,3017	1,9579	0,5108
17	12,3046	1,9583	0,5106
18	12,3434	1,9645	0,509
19	12,3607	1,9673	0,5083
20	12,3898	1,9719	0,5071
21	12,4469	1,981	0,5048

22	12,5077	1,9907	0,5023
23	12,62	2,0085	0,4979
24	12,6361	2,0111	0,4972
25	12,7125	2,0233	0,4943
26	12,8742	2,049	0,488
27	12,9449	2,0603	0,4854
28	13,0689	2,08	0,4808
29	13,0744	2,0809	0,4806
30	13,1522	2,0932	0,4777
31	13,269	2,1118	0,4735
32	13,2822	2,1139	0,4731
33	13,2889	2,115	0,4728
34	13,3401	2,1231	0,471
35	13,3549	2,1255	0,4705
36	13,3809	2,1296	0,4696
37	13,3912	2,1313	0,4692
38	13,3968	2,1322	0,469
39	13,3979	2,1323	0,469
40	13,4091	2,1341	0,4686

Tab3.14 Modi di Vibrare Primo Impalcato.

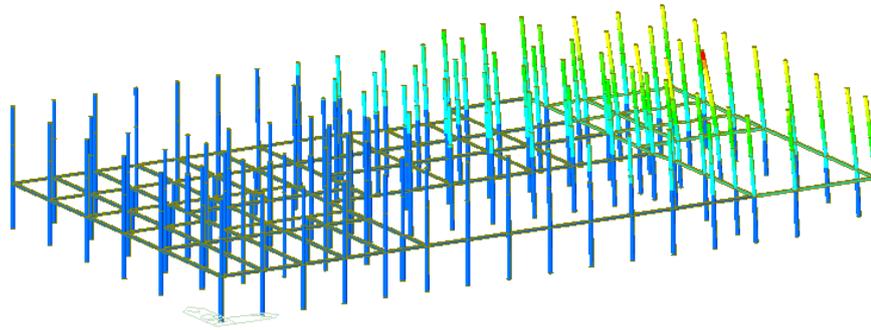
A questi modi corrispondono le seguenti masse partecipanti (“la massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere.” §C7.3.3.1)

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,0004	0,0004	30,672	30,672	0	0	0,7199	0,7199	0	0	23,5786	23,5786
2	47,9427	47,943	0,0003	30,6723	0	0	0	0,7199	0,3593	0,3593	0,0646	23,6432
3	0	47,9431	9,5304	40,2027	0	0	0,2097	0,9296	0	0,3593	1,2923	24,9355
4	1,8753	49,8184	0,0022	40,2049	0	0	0,0001	0,9296	0,0129	0,3721	15,0406	39,9761
5	5,4139	55,2323	0,0026	40,2075	0	0	0,0001	0,9297	0,0432	0,4154	1,2233	41,1994
6	0,004	55,2363	1,0547	41,2622	0	0	0,0298	0,9595	0	0,4154	0,0015	41,2008
7	0,0045	55,2408	2,3574	43,6197	0	0	0,0534	1,0128	0	0,4154	0,6624	41,8633
8	0	55,2408	11,0475	54,6672	0	0	0,1885	1,2013	0	0,4154	16,6635	58,5268
9	0,0029	55,2437	0,1008	54,768	0	0	0,0019	1,2033	0	0,4155	0,7497	59,2765
10	1,9964	57,24	0	54,7681	0	0	0	1,2033	0,0102	0,4257	0,0054	59,2819
11	0,005	57,2451	0,0012	54,7693	0	0	0	1,2033	0,0002	0,4259	0,2998	59,5817
12	0,2983	57,5434	0,0031	54,7724	0	0	0	1,2033	0,0038	0,4297	0,1993	59,781
13	0,3802	57,9236	0,022	54,7944	0	0	0,0003	1,2036	0,0034	0,4331	0,125	59,906
14	0,0121	57,9357	1,1477	55,9421	0	0	0,0234	1,227	0	0,4331	0,0171	59,9231
15	1,3616	59,2973	0,0046	55,9468	0	0	0,0001	1,2271	0,0041	0,4372	0,0008	59,9239
16	0	59,2973	0	55,9468	0	0	0	1,2271	0	0,4372	0	59,9239
17	0	59,2973	0,0004	55,9472	0	0	0	1,2271	0	0,4372	0	59,9239
18	1,2062	60,5035	0,0898	56,037	0	0	0,0016	1,2287	0,0077	0,4449	0,0013	59,9252
19	0,3976	60,901	0,427	56,464	0	0	0,0081	1,2368	0,0031	0,448	0,1099	60,0351
20	0,0231	60,9241	0,035	56,499	0	0	0	1,2368	0,0002	0,4482	0,0592	60,0943
21	0,2866	61,2107	0,0896	56,5886	0	0	0,0034	1,2402	0,0031	0,4513	0,0183	60,1126
22	0,0389	61,2497	0,051	56,6396	0	0	0,0039	1,2441	0,0004	0,4516	0,4679	60,5805
23	0,1442	61,3938	1,6707	58,3102	0	0	0,023	1,2671	0,0004	0,4521	0,6681	61,2486
24	0,0977	61,4916	2,5838	60,894	0	0	0,0329	1,3001	0,0003	0,4524	1,7581	63,0068
25	0,0152	61,5068	0,0244	60,9184	0	0	0,0009	1,3009	0,0001	0,4524	0,0055	63,0122
26	0,046	61,5528	0,1282	61,0466	0	0	0,0016	1,3025	0,0002	0,4526	0,0661	63,0783
27	0,0139	61,5667	0,0001	61,0467	0	0	0,0001	1,3026	0,0001	0,4527	0,0045	63,0828
28	1,7299	63,2967	0,0825	61,1292	0	0	0,0012	1,3037	0,0086	0,4612	0,0024	63,0852
29	0,0353	63,3319	2,7064	63,8356	0	0	0,0375	1,3412	0,0002	0,4614	1,008	64,0932
30	0,0009	63,3329	0,6936	64,5292	0	0	0,0093	1,3506	0	0,4614	0,4423	64,5355
31	0,5249	63,8578	0	64,5292	0	0	0	1,3506	0,0013	0,4627	0,0524	64,5879
32	0,0002	63,858	0,0196	64,5488	0	0	0,0002	1,3508	0	0,4627	0,0172	64,6051
33	0,5417	64,3997	0,0018	64,5505	0	0	0	1,3508	0,001	0,4637	0,1591	64,7643
34	0,0001	64,3998	0,0029	64,5535	0	0	0	1,3509	0	0,4637	0,0072	64,7715
35	0,0003	64,4001	0,2193	64,7728	0	0	0,0025	1,3534	0	0,4637	0,4739	65,2454
36	0,0001	64,4002	0,0885	64,8613	0	0	0,0004	1,3538	0	0,4637	0,0047	65,2501
37	0	64,4002	0,0001	64,8615	0	0	0	1,3538	0	0,4637	0	65,2501
38	0	64,4002	0,0007	64,8621	0	0	0	1,3538	0	0,4637	0,0002	65,2503
39	0	64,4002	0,0067	64,8688	0	0	0	1,3538	0	0,4637	0,0001	65,2505
40	0	64,4002	0,0032	64,8721	0	0	0	1,3538	0	0,4637	0,0005	65,2509

Fig3.9 Masse Partecipanti primo Impalcato.

Come si nota dai valori evidenziati in giallo, anche se il numero di modi estratti è molto elevato (40), il valore della massa partecipante non si avvicina neppure al limite posto da normativa (85%). Tale risultato numerico è dovuto al fatto che la struttura non è completa e solo la presenza delle travi del primo impalcato, in semplice appoggio, non dà alla struttura sufficiente rigidità per avere un comportamento nel complesso globale.

Per completezza si riportano le immagini che descrivono i modi di vibrare che attivano più del 5% della massa (evidenziati in verde):



midas Gen
POST-PROCESSOR

VIBRATION MODE

2.04218e-004
1.85744e-004
1.67169e-004
1.48595e-004
1.30021e-004
1.11446e-004
9.28713e-005
7.48295e-005
5.57231e-005
3.71487e-005
1.85744e-005
0.00000e+000

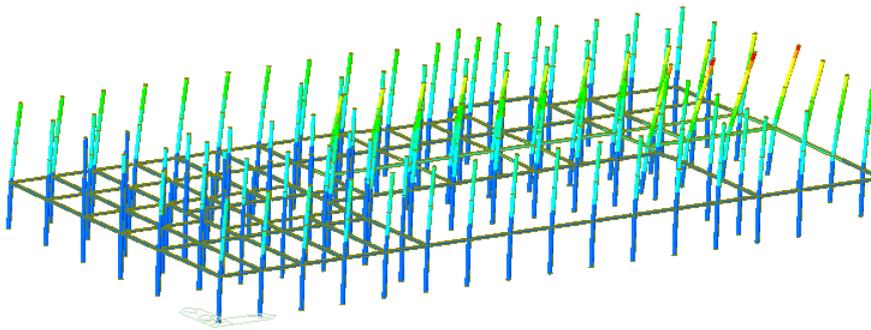
NATURAL PERIOD=
5.551E-001

Mode 1

MAX : 1355
MIN : 1

FILE: TELAIOfull-
UNIT: [cps]
DATE: 07/25/2013

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259



midas Gen
POST-PROCESSOR

VIBRATION MODE

1.88875e-004
1.71704e-004
1.54534e-004
1.37363e-004
1.20193e-004
1.03022e-004
8.58521e-005
6.86817e-005
5.15112e-005
3.43408e-005
1.71704e-005
0.00000e+000

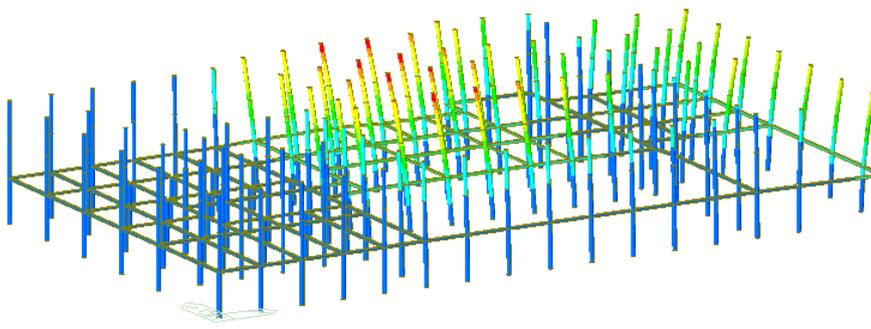
NATURAL PERIOD=
5.502E-001

Mode 2

MAX : 1355
MIN : 1

FILE: TELAIOfull-
UNIT: [cps]
DATE: 07/25/2013

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259



midas Gen
POST-PROCESSOR

VIBRATION MODE

1.42014e-004
1.29104e-004
1.16194e-004
1.03283e-004
9.03728e-005
7.74624e-005
6.45520e-005
5.16416e-005
3.87312e-005
2.58208e-005
1.29104e-005
0.00000e+000

NATURAL PERIOD=
5.482E-001

Mode 3

MAX : 857
MIN : 1

FILE: TELAIOfull-
UNIT: [cps]
DATE: 07/25/2013

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

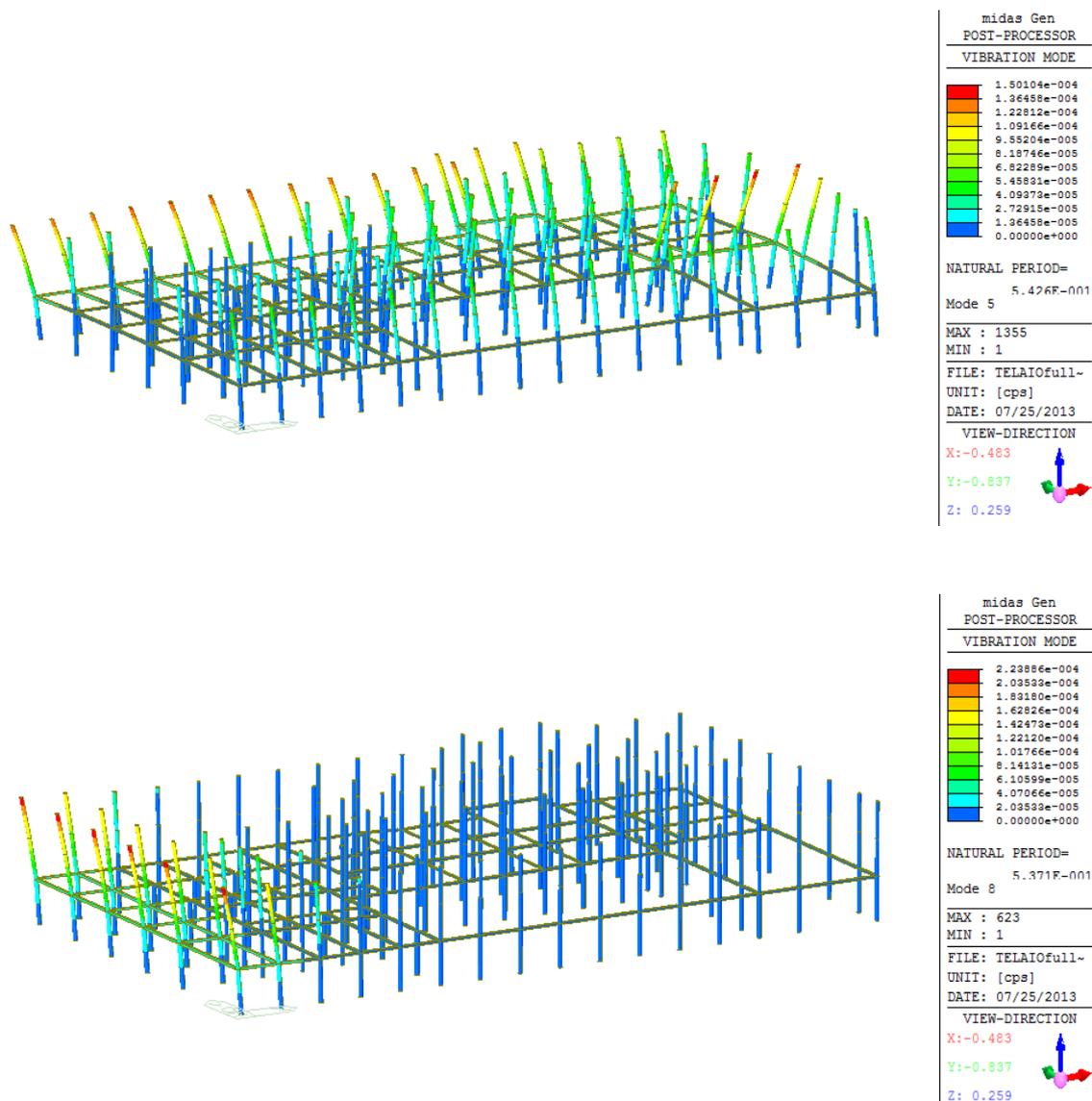


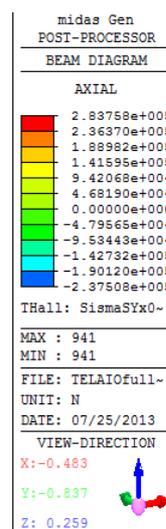
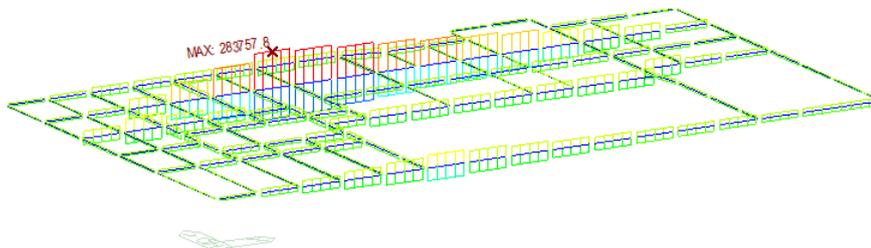
Fig3.10 Principali Modi di Vibrare Primo Impalcato.

Come si nota dalle immagini, in questo modello le principali componenti di spostamento sono dovute alle estremità libere dei pilastri che si muovono liberamente non essendo collegate dalle travi o dagli impalcati. Proprio per questo comportamento non si riesce a raggiungere una sufficiente percentuale di massa partecipante; nei successivi modelli (essendo via via completati gli impalcati) la massa dovrebbe aumentare.

Di seguito si riportando i risultati dell'analisi lineare dinamica effettuata attraverso il programma agli elementi finiti MIDAS Gen. I risultati che ci interessano sono quelli relativi allo sforzo normale sulle travi dell'impalcato prima del getto di completamento. A partire da tale forza infatti è possibile dimensionare il vincolo provvisorio che dovrebbe essere applicato per evitare cadute delle travi.

In funzione alle combinazioni sismiche prima presentate abbiamo:

Ex+0.3Ey



Ey+0.3Ex

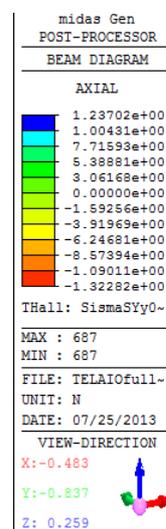
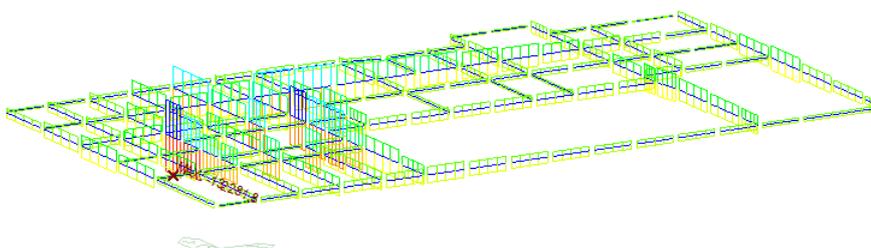


Fig3.11 Grafici Sforzi Massimi P1.

Come presumibile, nel caso del sisma in direzione X si avranno i massimi sforzi normali nelle travi orientate nella medesima direzione; Egual discorso vale anche per la direzione Y.

Di seguito si riportano in tabella i valori massimi:

Comb.	Compressione	Trazione
	[KN]	[KN]
Ex+0,3Ey	283,757	-237,508
Ey+0,3Ex	123,702	-132,281

Tab3.15 Valori Globali Massimi P1.

Passando da i risultati globali, a quelli per le singole travi, si trova in media uno sforzo normale riferibile alla sisma pari a 16,6 [KN] in direzione X e 20 [KN] in Y.

3.2.2.2. Secondo Impalcato

La struttura è composta dalle colonne (incastrate al piede, con sezione mista fino al secondo impalcato e sezione solo metallica nel terzo piano), dalle travi del secondo impalcato lasciate libere di ruotare in estremità (a parte intorno al proprio asse) e dal piano rigido al livello inferiore. Si considera infatti che il primo livello sia già stato completato con il getto integrativo e quindi inizi a comportarsi come un piano rigido del telaio. In relazione a ciò che è stato detto nel paragrafo precedente, essendo la struttura sempre più "collegata" e completa ci si aspetta che sia più semplice raggiungere la percentuale minima di partecipante ai modi di vibrare.

Si procede quindi con la ricerca dei modi:

Mode No	Frequency		Period (sec)
	(rad/sec)	(cycle/sec)	
1	12,777	2,0335	0,4918
2	13,7002	2,1805	0,4586
3	13,8649	2,2067	0,4532
4	21,3056	3,3909	0,2949
5	21,7359	3,4594	0,2891
6	21,8723	3,4811	0,2873
7	22,1009	3,5175	0,2843
8	22,3579	3,5584	0,281
9	22,4161	3,5676	0,2803
10	22,5169	3,5837	0,279
11	23,0103	3,6622	0,2731
12	23,1262	3,6806	0,2717
13	23,2008	3,6925	0,2708
14	23,5649	3,7505	0,2666
15	23,715	3,7744	0,2649
16	23,8334	3,7932	0,2636
17	24,1375	3,8416	0,2603
18	24,3189	3,8705	0,2584
19	24,4762	3,8955	0,2567
20	24,7005	3,9312	0,2544
21	24,9641	3,9732	0,2517
22	25,0757	3,9909	0,2506
23	25,2084	4,012	0,2492
24	25,4321	4,0476	0,2471
25	25,4427	4,0493	0,247
26	25,6716	4,0858	0,2448
27	25,7149	4,0927	0,2443
28	25,7739	4,102	0,2438

29	25,955	4,1309	0,2421
30	26,0641	4,1482	0,2411
31	26,1778	4,1663	0,24
32	26,4979	4,2173	0,2371
33	26,6132	4,2356	0,2361
34	26,9851	4,2948	0,2328
35	27,1527	4,3215	0,2314
36	27,2924	4,3437	0,2302
37	27,377	4,3572	0,2295
38	27,4523	4,3692	0,2289
39	27,5954	4,3919	0,2277
40	27,678	4,4051	0,227

Tab3.16 Modi di Vibrare Secondo Impalcato.

A questi modi corrispondono le seguenti masse partecipanti ("la massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere." §C7.3.3.1):

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,0682	0,0682	59,9358	59,9358	0	0	0,6178	0,6178	0,002	0,002	4,8402	4,8402
2	47,7546	47,8228	4,7697	64,7055	0	0	0,0262	0,644	2,1372	2,1392	8,4161	13,2564
3	23,9724	71,7951	7,0784	71,7839	0	0	0,0367	0,6807	1,1348	3,274	14,8962	28,1526
4	0,3587	72,1538	0,0028	71,7867	0	0	0,0013	0,682	0,0468	3,3208	0	28,1526
5	0,0084	72,1622	0,0002	71,7869	0	0	0,0006	0,6826	0,0009	3,3216	0,0063	28,1589
6	0,0037	72,1659	0	71,787	0	0,0001	0,0004	0,6831	0	3,3217	0,1405	28,2994
7	0,0734	72,2393	0,0067	71,7937	0,0001	0,0002	0	0,6831	0,0063	3,328	0,0412	28,3406
8	0,0095	72,2488	0,0049	71,7986	0,0001	0,0002	0,0004	0,6835	0,0009	3,3289	0,0213	28,3619
9	0,0067	72,2554	0,0018	71,8004	0,001	0,0012	0,0006	0,6841	0,0008	3,3297	0,0131	28,3751
10	0,0037	72,2592	0,0183	71,8188	0	0,0013	0,0006	0,6847	0,0005	3,3301	0,0011	28,3762
11	0,3014	72,5605	0,0033	71,8221	0	0,0013	0,0001	0,6848	0,0154	3,3456	0,0108	28,3869
12	0,0606	72,6212	0,0012	71,8233	0	0,0013	0	0,6848	0,0021	3,3477	0,0066	28,3935
13	0,0008	72,622	0,0021	71,8254	0	0,0013	0,0002	0,6851	0	3,3477	0,0205	28,414
14	0,2644	72,8864	0,0031	71,8285	0	0,0013	0,0001	0,6851	0,0154	3,3631	0,0789	28,4929
15	0,0347	72,921	0,0095	71,8379	0	0,0013	0,0003	0,6854	0,0018	3,3649	0,0121	28,505
16	0,0008	72,9218	0,078	71,9159	0	0,0014	0,0025	0,6879	0	3,3649	0,0076	28,5126
17	0,0015	72,9234	0,0036	71,9195	0	0,0014	0,0001	0,688	0,0003	3,3653	0,0597	28,5723
18	0,0036	72,9269	0,0054	71,925	0	0,0014	0,0003	0,6883	0,0007	3,3659	0,0392	28,6115
19	0,0464	72,9734	0,0032	71,9281	0	0,0014	0	0,6883	0,0033	3,3692	0,0642	28,6758
20	0,1561	73,1295	0,0131	71,9412	0	0,0014	0,0002	0,6886	0,0146	3,3838	0,1106	28,7863
21	0,002	73,1315	0,0775	72,0188	0	0,0014	0,0026	0,6911	0,0002	3,384	0,0008	28,7871
22	0,078	73,2095	0,0002	72,019	0	0,0014	0	0,6912	0,0051	3,3891	0,0089	28,796
23	0,0073	73,2168	0,03	72,049	0	0,0014	0,0012	0,6923	0,0009	3,39	0,0164	28,8124
24	0	73,2168	0	72,049	0	0,0014	0	0,6923	0	3,39	0	28,8124
25	0	73,2168	0	72,049	0	0,0014	0	0,6923	0	3,39	0	28,8124
26	0,0068	73,2236	0,0002	72,0493	0	0,0014	0	0,6923	0,0009	3,3909	0,0038	28,8162
27	0	73,2236	0,0101	72,0594	0	0,0014	0,0001	0,6924	0	3,3909	0,0139	28,8301
28	0,0035	73,2271	0,0029	72,0622	0	0,0014	0,0001	0,6926	0,0008	3,3917	0,0016	28,8317
29	0	73,2271	0,0027	72,0649	0	0,0014	0,0003	0,6929	0,0004	3,3921	0,0487	28,8804
30	0,0009	73,228	0,0045	72,0694	0	0,0014	0,0001	0,693	0,0007	3,3928	0,0343	28,9147
31	0	73,228	0,0034	72,0728	0	0,0014	0	0,693	0,0002	3,393	0,0467	28,9614
32	0,0145	73,2425	0,0005	72,0733	0	0,0014	0	0,6931	0,0001	3,393	0,0737	29,0351
33	0	73,2425	0,0018	72,0751	0	0,0014	0	0,6931	0,0001	3,3931	0,0006	29,0357
34	0,0448	73,2872	0,1345	72,2096	0	0,0014	0,0046	0,6977	0,0007	3,3938	0,0384	29,0741
35	0,0008	73,2881	0,0002	72,2098	0	0,0014	0	0,6977	0,0001	3,3939	0,0003	29,0744
36	0,0026	73,2907	0,0059	72,2157	0	0,0014	0,0003	0,698	0,0004	3,3943	0,001	29,0754
37	0,0019	73,2925	0,0004	72,2161	0	0,0014	0	0,698	0	3,3944	0	29,0754
38	0,0033	73,2958	0,0033	72,2194	0	0,0014	0,0002	0,6982	0,0005	3,3948	0	29,0754
39	0,0426	73,3384	0,0015	72,2208	0	0,0014	0	0,6982	0,0028	3,3976	0,0303	29,1058
40	0,0001	73,3385	0,0024	72,2232	0	0,0014	0,0001	0,6983	0,0003	3,3979	0,0149	29,1207

Fig3.12 Masse Partecipanti Secondo Impalcato.

Come si nota dai valori evidenziati in giallo, anche se il numero di modi estratti è molto elevato (40), il valore della massa partecipante non si avvicina neppure al limite posto da normativa (85%). Tale effetto è dovuto ancora una volta al fatto che la struttura non è completa e sufficiente rigida per avere un comportamento nel complesso armonico; è da notare tuttavia come, rispetto al primo impalcato, la massa partecipante sia aumentata in percentuale, questo come effetto della realizzazione del primo impalcato della struttura.

Per completezza si riportano ora le immagini che descrivono i modi di vibrare che attivano più del 5% della massa (evidenziati in verde):

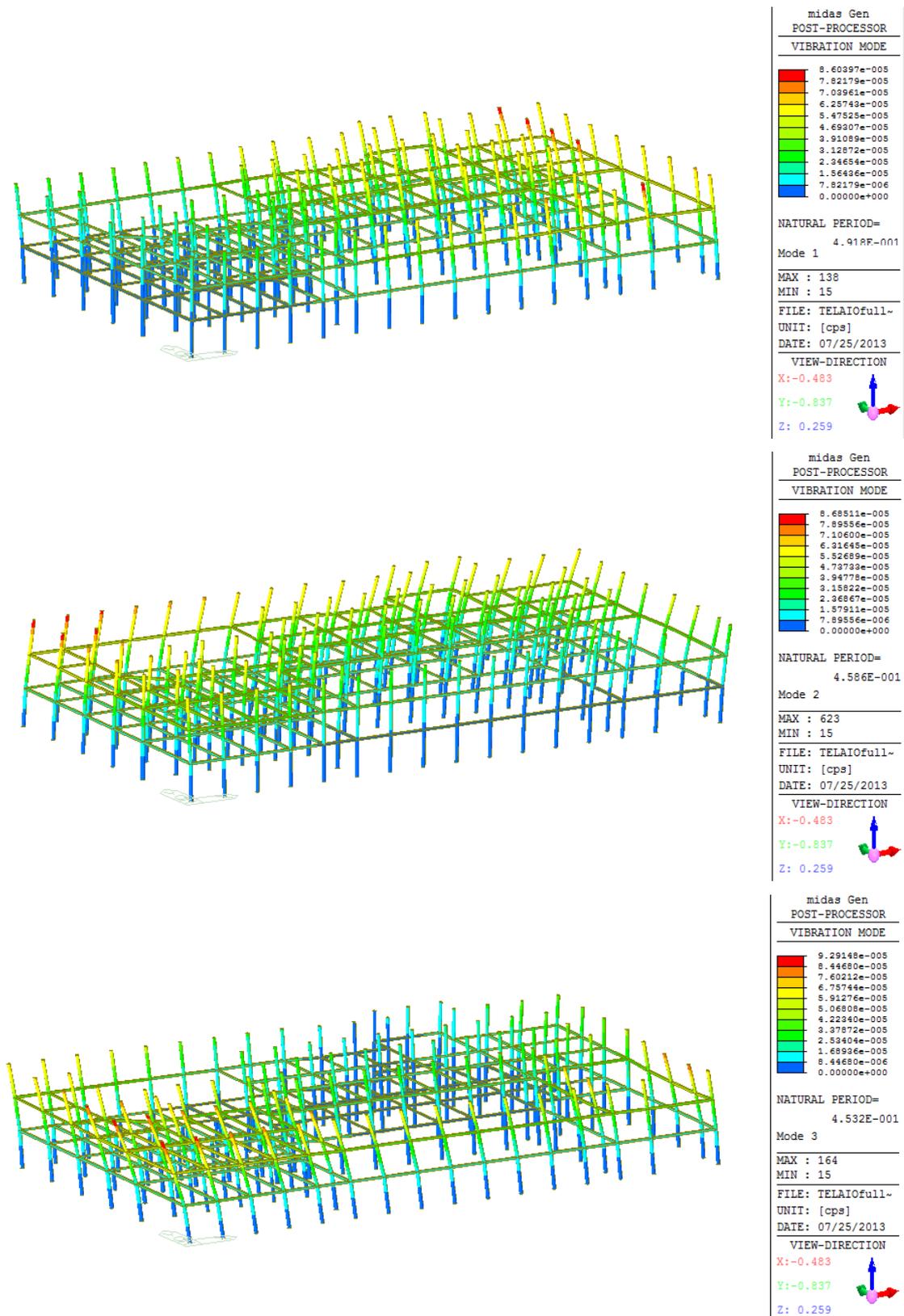


Fig3.13 Principali Modi di Vibrare Secondo Implacato.

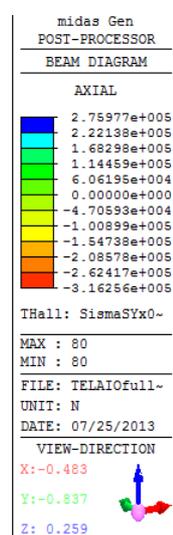
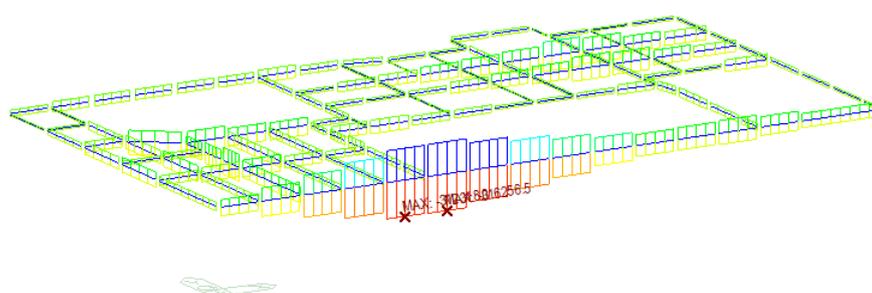
Come si nota dalle immagini, in questo modello le principali componenti di spostamento non sono più dovute solo alle estremità libere dei pilastri, ma si inizia ad intravedere un comportamento globale della struttura. Tuttavia ancora non si riesce a raggiungere una

sufficiente percentuale di massa partecipante; nel successivo modello (essendo completati gli impalcati) la massa dovrebbe aumentare e soddisfare requisiti da normativa.

Di seguito si riportando i risultati dell'analisi lineare dinamica effettuata attraverso il programma agli elementi finiti MIDAS Gen. I risultati che ci interessano sono quelli relativi allo sforzo normale sulle travi del secondo impalcato prima del getto di completamento. A partire da tale forza infatti è possibile dimensionare il vincolo provvisorio che deve essere applicato per evitare cadute delle travi.

In funzione alle combinazioni sismiche prima presentate abbiamo:

Ex+0.3Ey



Ey+0.3Ex

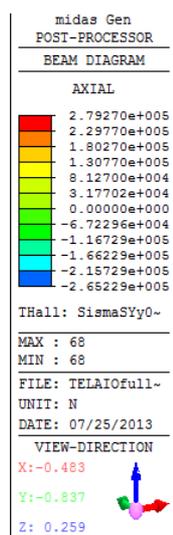
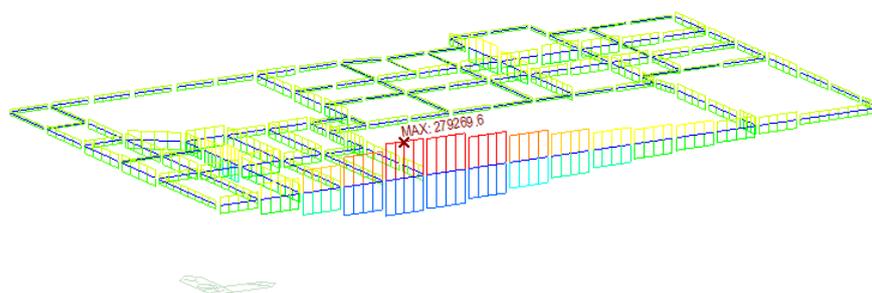


Fig3.14 Grafici Sforzi Massimi P2.

Le forze assiali, rispetto al caso del primo impalcato, sono aumentate; questo può essere un effetto della maggiore percentuale di massa partecipante al moto.

Di seguito si riportano in tabella i valori massimi:

Comb.	Compressione	Trazione
	[KN]	[KN]
Ex+0,3Ey	275,977	316.256
Ey+0,3Ex	279,27	265,229

Tab3.17 Valori Globali Massimi P2

Passando da i risultati globali, a quelli per le singole travi, si trova in media uno sforzo normale riferibile alla sisma pari a 19,75 [KN] in direzione X e 46,5 [KN] in Y.

3.2.2.3. Terzo Impalcato

La struttura è composta dalle colonne (incastrate al piede, con sezione interamente mista), dalle travi del terzo impalcato che alle estremità solo lasciate libere di ruotare e dal piano rigido ai livelli inferiori. Si considera infatti che i primi 2 livelli siano già stati completati con il getto integrativo, e quindi si comportino come piani rigidi del telaio.

Si procede quindi con la ricerca dei modi:

Mode No	Frequency		Period (sec)
	(rad/sec)	(cycle/sec)	
1	8,9724	1,428	0,7003
2	10,0295	1,5962	0,6265
3	10,2797	1,6361	0,6112
4	27,2203	4,3322	0,2308
5	28,4371	4,5259	0,221
6	31,7882	5,0593	0,1977
7	32,2327	5,13	0,1949
8	33,2047	5,2847	0,1892
9	33,7916	5,3781	0,1859
10	33,7925	5,3782	0,1859

Tab3.18 Modi di Vibrare Terzo Impalcato.

A questi modi corrispondono le seguenti masse partecipanti

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,0193	0,0193	83,2037	83,2037	0	0	0,1109	0,1109	0,0002	0,0002	0,3167	0,3167
2	4,0244	4,0437	0,4876	83,6913	0	0	0,0092	0,1202	0,0274	0,0276	65,5279	65,8445
3	83,3543	87,398	0,0911	83,7824	0	0	0,0008	0,1209	0,6764	0,704	3,5583	69,4028
4	2,1429	89,541	0,0416	83,824	0	0	0,0004	0,1213	0,0304	0,7344	1,9632	71,3661
5	0,1063	89,6473	8,0106	91,8345	0	0	0,0938	0,2151	0,0011	0,7355	7,9967	79,3628
6	0,3847	90,032	0,4206	92,2551	0	0	0,0016	0,2167	0,0056	0,7411	2,4021	81,7649
7	0,6228	90,6548	4,2893	96,5444	0	0	0,0143	0,231	0,0098	0,7509	12,976	94,7409
8	2,3747	93,0295	0,1651	96,7095	0	0	0,0002	0,2313	0,0445	0,7954	1,292	96,0329
9	0	93,0295	0	96,7095	0,8916	0,8917	0	0,2313	0	0,7954	0	96,0329
10	0	93,0295	0	96,7095	0,0245	0,9161	0	0,2313	0	0,7954	0	96,0329

Fig3.15 Masse Partecipanti Terzo Impalcato.

Anche se la struttura non si può ancora definire completa, la presenza di tutte le strutture orizzontali finalmente permette di raggiungere la percentuale di massa partecipante minima per normativa. Anche i modi di vibrare, assomigliando sempre più la struttura a un telaio, si riducono; nel caso teorico del telaio con piani infinitamente rigidi si può assegnare ad ogni impalcato 3 GdL (Dx, Dy e Dz), ai quali corrispondono 3 modi di vibrare (Corradi Dall'Acqua "Dinamica delle Strutture").

Dato che la struttura è quasi ultimata (mancherebbe il getto di completamento dell'ultimo impalcato) si riportano in seguito le masse partecipanti espresse in Tonnellate:

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	1,0301	1,0301	4439,2151	4439,215	0	0	280296,9	280296,9	125,1147	125,1147	1,06E+10	1,06E+10
2	214,7184	215,7485	26,0146	4465,23	0,0001	0,0001	23351,23	303648,1	18187,81	18312,93	2,18E+12	2,19E+12
3	4447,2507	4662,9992	4,8624	4470,092	0	0,0001	1909,553	305557,6	448251	466564	1,19E+11	2,31E+12
4	114,333	4777,3322	2,2175	4472,31	0	0,0001	977,1769	306534,8	20140,92	486704,9	6,54E+10	2,38E+12
5	5,6721	4783,0043	427,3922	4899,702	0,0002	0,0003	237160	543694,8	726,285	487431,2	2,67E+11	2,65E+12
6	20,5275	4803,5318	22,4403	4922,142	0,0002	0,0006	3965,671	547660,4	3706,657	491137,8	8,01E+10	2,73E+12
7	33,227	4836,7588	228,8476	5150,99	0,0001	0,0007	36216,98	583877,4	6507,341	497645,2	4,32E+11	3,16E+12
8	126,7004	4963,4592	8,8082	5159,798	0	0,0007	584,9806	584462,4	29512,1	527157,3	4,31E+10	3,2E+12
9	0,0001	4963,4592	0,0001	5159,798	13,2009	13,2016	7,9877	584470,4	0,0143	527157,3	9265,484	3,2E+12
10	0	4963,4593	0	5159,798	0,362	13,5636	0,5831	584471	0,008	527157,3	592669,8	3,2E+12

Fig3.16 Masse.

Il software in automatico converte i pesi propri della struttura e i carichi dovuti al solaio in masse traslazionali e rotazionali equivalenti, in modo da poter stimare la massa partecipante.

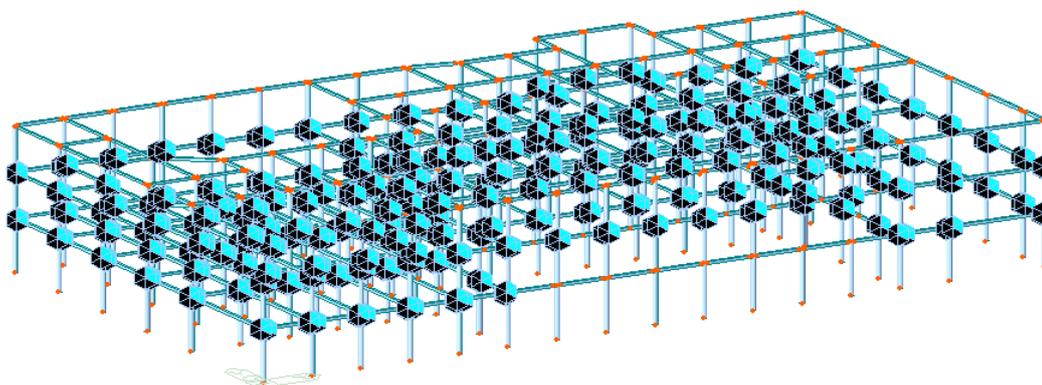
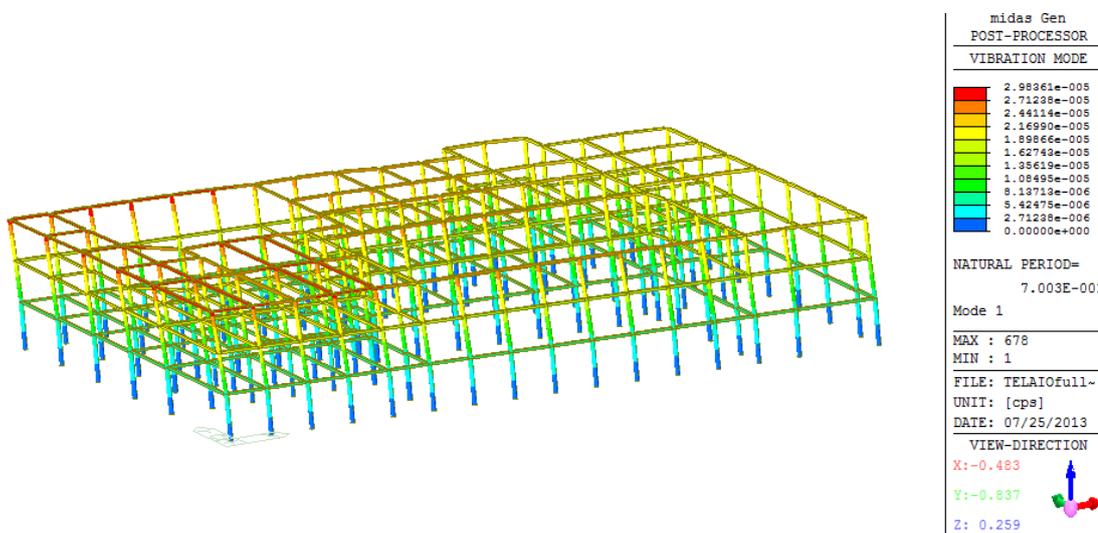
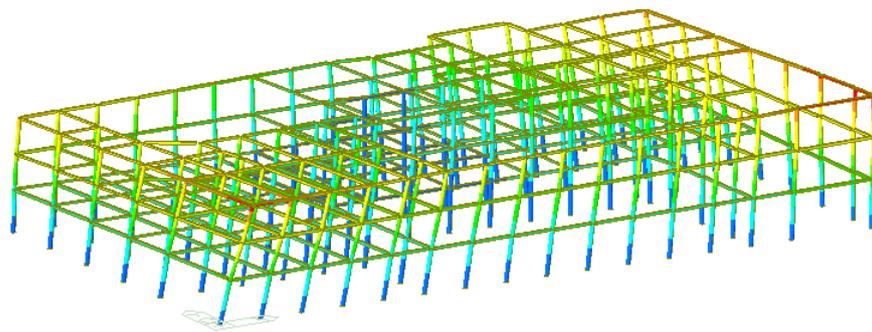


Fig3.17 Distribuzione Automatica Masse.

Per completezza si riportano ora le immagini che descrivono i modi di vibrare che attivano più del 5% della massa (evidenziati in verde):





midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

4.11856e-005
3.74415e-005
3.36973e-005
2.99592e-005
2.62090e-005
2.24649e-005
1.87207e-005
1.49766e-005
1.12324e-005
7.48829e-006
3.74415e-006
0.00000e+000

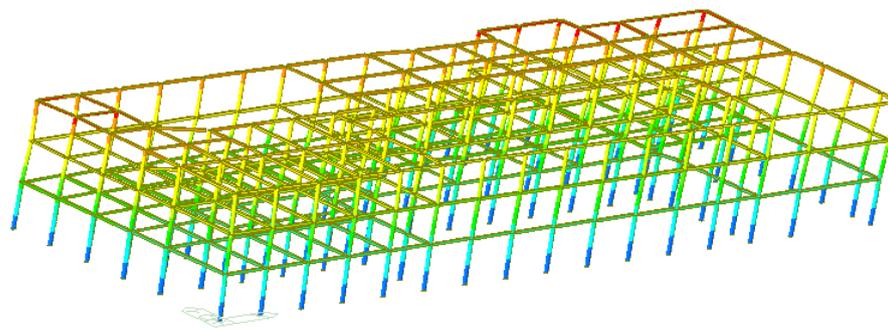
NATURAL PERIOD=
6.265E-001

Mode 2

MAX : 1572
MIN : 1

FILE: TELAIOfull-
UNIT: [cps]
DATE: 07/25/2013

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259



midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

2.81165e-005
2.55605e-005
2.30044e-005
2.04484e-005
1.78923e-005
1.53363e-005
1.27802e-005
1.02242e-005
7.66814e-006
5.11209e-006
2.55605e-006
0.00000e+000

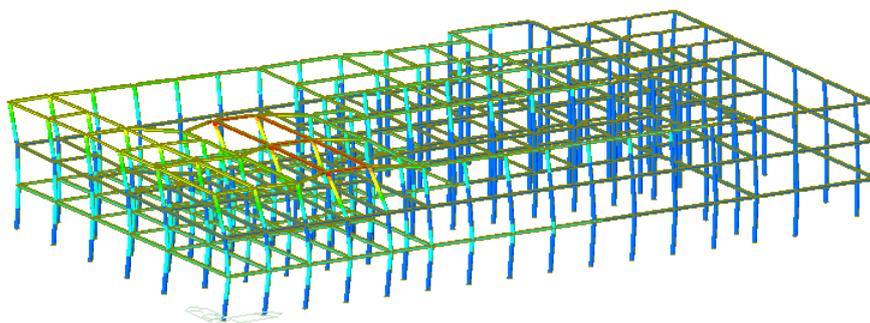
NATURAL PERIOD=
6.112E-001

Mode 3

MAX : 1467
MIN : 1

FILE: TELAIOfull-
UNIT: [cps]
DATE: 07/25/2013

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259



midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

1.08086e-004
9.82596e-005
8.84336e-005
7.86077e-005
6.87817e-005
5.89557e-005
4.91298e-005
3.93038e-005
2.94779e-005
1.96519e-005
9.82596e-006
0.00000e+000

NATURAL PERIOD=
2.210E-001

Mode 5

MAX : 240
MIN : 1

FILE: TELAIOfull-
UNIT: [cps]
DATE: 07/25/2013

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Fig3.18 Principali Modi di Vibrare Terzo Impalcato.

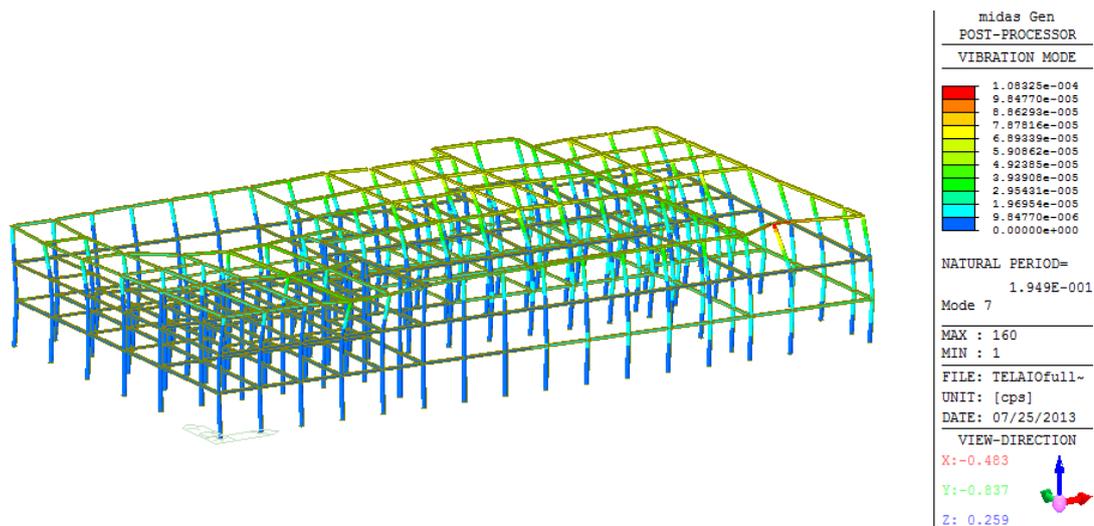


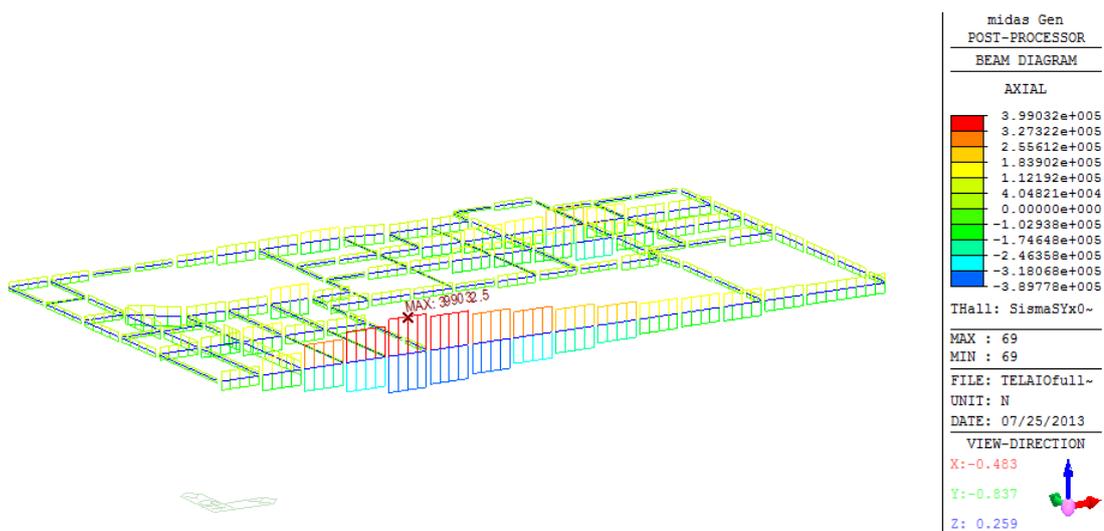
Fig3.19 Principali Modi di Vibrare Terzo Impalcato.

I modi di vibrare della struttura adesso assomigliano in tutto e per tutto a quelli di un telaio (eccezion fatta per i modi 5 e 7 che sono locali e interessano principalmente travi dell'ultimo impalcato poiché il getto non ha ancora creato la continuità).

Di seguito si riportando i risultati dell'analisi lineare dinamica effettuata attraverso il programma agli elementi finiti MIDAS Gen. I risultati che ci interessano sono quelli relativi allo sforzo normale sulle travi del terzo impalcato prima del getto di completamento. A partire da tale forza infatti è possibile dimensionare il vincolo provvisorio che deve essere applicato per evitare cadute delle travi.

In funzione alle combinazioni sismiche prima presentate abbiamo:

Ex+0.3Ey



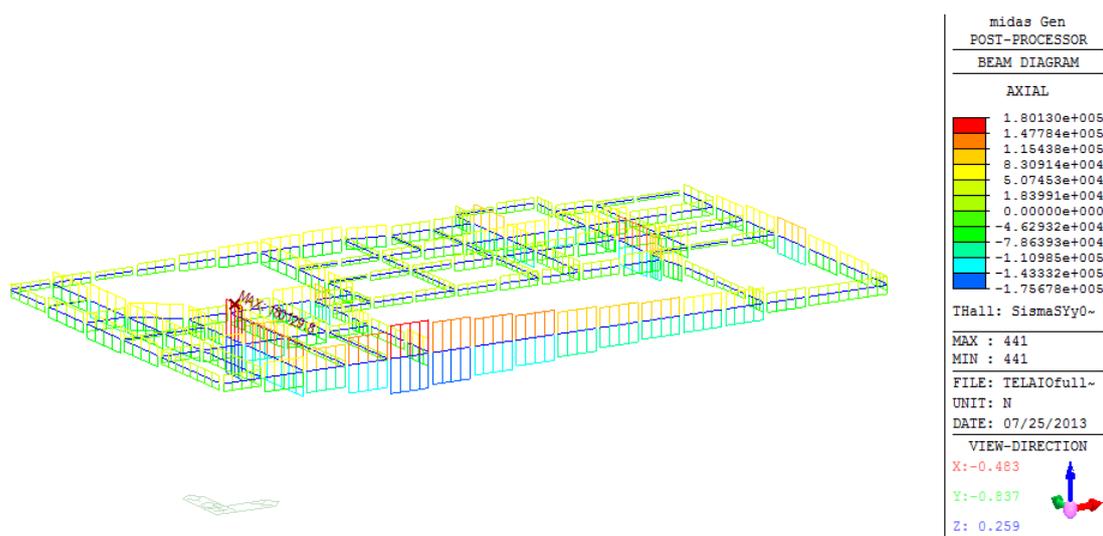
Ey+0.3Ex

Fig3.20 Grafico Sforzi Massimi P3.

Come presumibile, nel caso del sisma in direzione X si avranno i massimi sforzi normali nelle travi orientate nella medesima direzione; Egual discorso vale anche per la direzione Y. Le forze assiali, rispetto ai casi precedenti, sono aumentate; questo può essere un effetto della maggiore percentuale di massa partecipante al moto.

Di seguito si riportano in tabella i valori massimi:

Comb.	Compressione	Trazione
	[KN]	[KN]
Ex+0,3Ey	399,032	-389.778
Ey+0,3Ex	180,13	-175,678

Tab3.19Valori Globali Massimi P3.

Passando da i risultati globali, a quelli per le singole travi, si trova in media uno sforzo normale riferibile alla sisma pari a 25 [KN] in direzione X e 30 [KN] in Y.

Con questa tabella la trattazione delle forze può considerarsi conclusa e si può passare a quella degli spostamenti.

3.2.2.4. Osservazioni

L'analisi appena presentata permette di stimare le forze assiali che il sisma genera sulle travi in prima fase. Essendoci un vincolo alla traslazione esso dovrà essere dimensionato per resistere a tali sforzi da strappo.

La soluzione adottata in questo progetto dalla ditta produttrice, Tecnostrutture srl[®], è quella di saldare o annegare alla base dello zoccolo della trave una piastra fornita di fori; dentro proprio tali fori andranno ad inserirsi delle barre filettate o degli spinotti che sporgono ortogonalmente alla mensola d'appoggio del pilastro. Fissando gli elementi sporgenti alla piastra che esce dalla trave con bulloni e rondelle (che non impediscano la rotazione delle parti unite) è possibile vincolare gli spostamenti lungo l'asse della stessa trave; la rotazione della trave all'estremità è comunque garantita quindi la trave non passa momenti alla colonna.

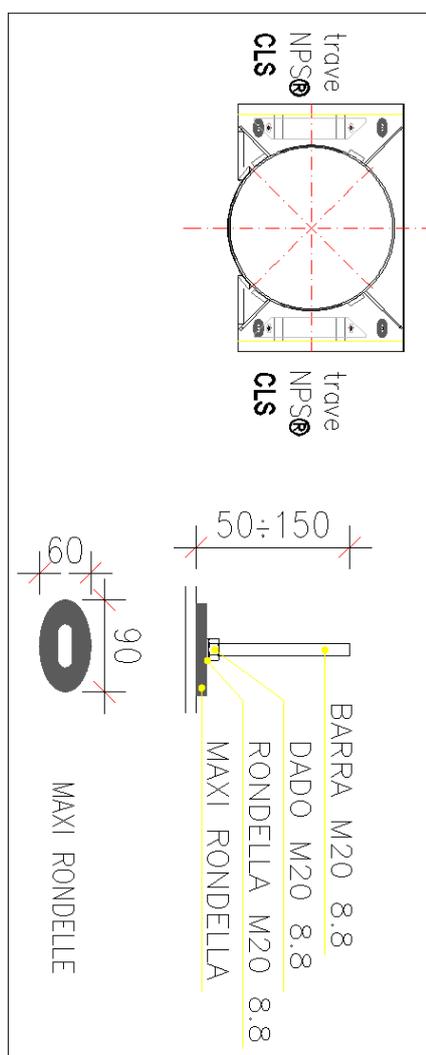


Fig3.21 Particolare AppoggioTrave.

Il dispositivo appena descritto in origine è stato pensato per prevenire il ribaltamento delle travi di bordo o di quelle caricate da un solo lato (la rotazione intorno all'asse della trave è infatti bloccata). Data la geometria del particolare, si può estendere il suo campo di lavoro a quello di vincolo traslazionale.

Per quanto riguarda il confronto tra sollecitazioni sismiche e quelle dovute al vento si rimanda al capitolo successivo. Utilizzando infatti nel proseguo un modello semplificato per il sisma, sarà più semplice fare considerazioni a riguardo.

3.2.3. Stima degli Spostamenti

Immaginando per un attimo di lasciare libera la traslazione assiale della trave appena posata, non si parlerà più, in casi di sisma, di forza assiale in estremità ma di spostamento della trave. L'accelerazione dovuta alle onde sismiche produce delle forze all'interno della struttura e le travi, non essendo in questo caso bloccate da alcun vincolo traslazionale, vinto l'attrito sono libere di muoversi. Il caso estremo è quello in cui la trave si sposta talmente tanto da uscire dalla zona d'appoggio e quindi cadere mettendo a rischio sia gli addetti al cantiere che le parti di struttura fino a quel momento montate.

Nell'ottica di ottimizzare il sistema prefabbricato che stiamo studiando, se le forze di attrito fossero sufficientemente forti e/o la zona d'appoggio abbastanza grande, la struttura sarebbe sicura durante un terremoto anche in fase di costruzione senza dispositivi di vincolo aggiuntivi. Vincolare la trave agli spostamenti assiali, infatti, comporta costi aggiuntivi in fase di realizzazione del fabbricato e manodopera aggiuntiva.

Se quindi, studiando l'attrito e il particolare dell'appoggio pilastro-trave, fosse possibile stimare gli spostamenti della struttura in caso di sisma si potrebbe garantire un livello di sicurezza maggiore alla struttura.

C'è da precisare tuttavia che la normativa a questo riguardo è molto severa:

“Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo (v. § 7.3); si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate, secondo quanto indicato nei § 3.2.5.1 e 3.2.5.2. Non è mai consentito fare affidamento sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo”. (§7.2.1 NTC08)

La norma giustamente non permette di sottostimare gli spostamenti nel caso di collegamenti in semplice appoggio. Prescrive inoltre di progettare attentamente le connessioni ad attrito conseguenti a carichi gravitazionali poiché basterebbe un moto sussultorio contemporaneo ad uno oscillatorio per azzerare lo sforzo normale sul piano d'attrito e annullare così la forza resistente dovuta al contatto.

Scopo del paragrafo vorrà essere solo quello di modellare l'appoggio pilastro-trave, stimandone l'attrito, e valutare gli spostamenti massimi delle travi in fase di costruzione se soggette a sisma. Se le travi subissero degli spostamenti si avrebbe la conferma che i dispositivi meccanici all'estremità delle travi sono indispensabili per garantire l'integrità della struttura.

3.2.3.1. Attrito

Come già accennato, in questo paragrafo si vuole modificare le caratteristiche dell'appoggio trave-pilastro, in modo da poter modellare l'attrito che si forma nella zona d'appoggio.

Nel modello numerico l'estremità della trave verrà ancora modellata come un end release rotazionale (la cosiddetta "cerniera") ma in aggiunta verrà permesso lo scorrimento assiale. Per modellare l'attrito verrà inserito un elemento non lineare a cui verrà data come proprietà la relazione Forza-Spostamento che descrive meglio l'attrito.

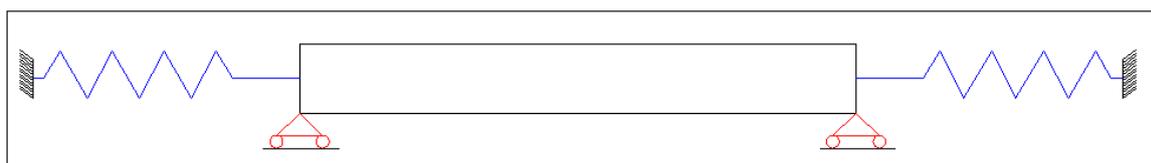


Fig3.22 Schema Semplificato.

Per quanto riguarda le proprietà della molla non lineare, essa deve stimare il comportamento dell'appoggio all'aumentare della forze sismiche.

La legge di attrito è di tipo statico, quindi il sistema parte da una condizione di quiete e solo al superamento di una forza limite inizia il moto relativo.

Per trovare riferimenti normativi al problema dell'attrito si farà riferimento alla normativa europea UNIEN 12812-2008 "Strutture di sostegno per opere permanenti, requisiti prestazionali e progettazione generale". In essa infatti si tratta apertamente delle problematiche dell'attrito perché comuni alle strutture provvisorie.

In primis definiamo i coefficienti parziali per l'equilibrio statico (§9.2.2.3.1 UNIEN 12812):

Table 2 — Partial load factors $\gamma_{F,i}$ for static equilibrium

Action	Stabilizing	Destabilizing
Q_1 and Q_2 in accordance with 8.2.2.1.1	0,9	1,35
All other actions	0	1,5

Fig3.23 Fattori Parziali.

La relazione di base dell'attrito è la seguente (§9.2.2.3.2 [1.1]):

$$F_d \leq R_{f,d}$$

La forza di attrito resistente ($R_{f,d}$) è proporzionale alla quota di peso proprio che insiste sul piano di attrito o ad eventuali forze meccaniche applicate al contatto. Nel caso della struttura in esame non è applicato alcun carico meccanico alla superficie d'attrito, quindi influisce solo il peso proprio.

La componente resistente si esprimerà quindi come:

$$R_{f,d} = \frac{\mu}{\gamma_{\mu}} N_d$$

Dove: γ_{μ} è il fattore parziale di attrito e μ è il coefficiente minimo di attrito.

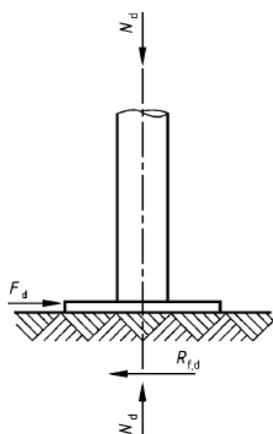


Fig3.24 Schema semplificato Attrito.

Il valore più importante nella stima dell'attrito resistente è quindi il coefficiente di attrito minimo che è un dato sperimentale. La suddetta normativa, nell' Annesso B, dà dei valori indicativi del coeff. di attrito tra differenti materiali. Nel caso della struttura in esame sarà lo zoccolo della trave in calcestruzzo a poggiare sulla mensola della finestratura in acciaio del pilastro; quindi i materiali in contatto saranno cls e acciaio:

Table B.1 — Friction coefficients, μ , for various combinations of materials

Building material combination		Friction coefficient μ	
		Maximum	Minimum
1	Wood/wood — rubbing surface parallel to grain or at right angles to grain	1,0	0,4
2	Wood/wood — at least one rubbing surface at right angles to grain (cross-cut or end grain wood)	1,0	0,6
3	Wood/steel	1,2	0,5
4	Wood/concrete	1,0	0,8
5	Steel/steel	0,8	0,2
6	Steel/concrete	0,4	0,3
7	Steel/mortar bed	1,0	0,5
8	Concrete/concrete	1,0	0,5

Values for the characteristic coefficient of friction may be taken from other research work.

Fig3.25 Estratto UNI EN.

Quindi, nel nostro caso, il coeff. μ sarà pari a 0.3 e dovrà essere moltiplicato per la forza peso che agisce sulla superficie di attrito.

Per quanto riguarda il diagramma forza-deformazione della molla, i requisiti fondamentali sono che la rigidità in campo elastico (prima quindi del raggiungimento del valore limite) si molto alta in modo che non si producano deformazioni per forze inferiori a quella limite; mentre nel ramo post-elastico la rigidità deve essere notevolmente più bassa poiché, una volta vinta la resistenza dell'attrito, il coeff. dinamico di attrito è molto minore rispetto a quello statico.

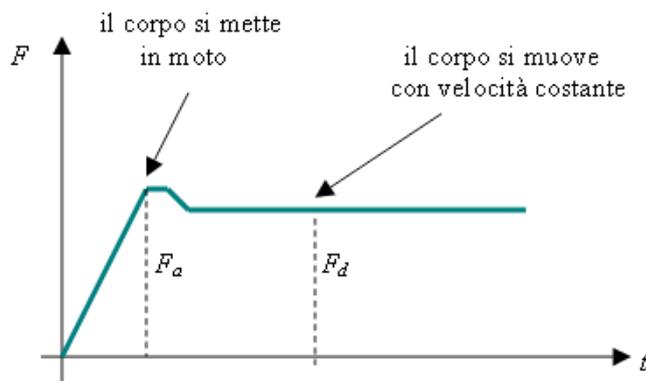


Fig3.26 Andamento Tipo Funzione Attrito.

Il grafico mostra l'andamento della forza applicata al corpo. Una volta vinto l'attrito statico (F_a), per mantenere il corpo in moto con velocità costante è sufficiente applicare una forza inferiore (F_d).

Nel caso in esame, non avendo studi di comprovata validità sul valore dell'attrito dinamico nel caso del contatto calcestruzzo-acciaio, a meno di prove sperimentali, si prenderà un valore di attrito dinamico tendente a zero; questa scelta non corrisponde alla realtà fisica ma è una ipotesi a favore di sicurezza.

Il pesce grava sull'appoggio varierà in funzione al tipo di trave considerata e verrà quindi stimata volta per volta.

Il modello agli elementi finiti che verrà creato avrà degli elementi non lineari (detti link) che, consentendo la sola traslazione lungo l'asse della trave, simuleranno l'attrito tra acciaio della colonna e cls della trave. Tali elementi avranno lunghezza pari all'appoggio stesso e caratteristiche lineari e non lineari simili all'attrito fino ad ora presentato; nel software MIDAS Gen utilizzato in questa tesi la situazione è la seguente:

- **General Link, Hysteretic System**

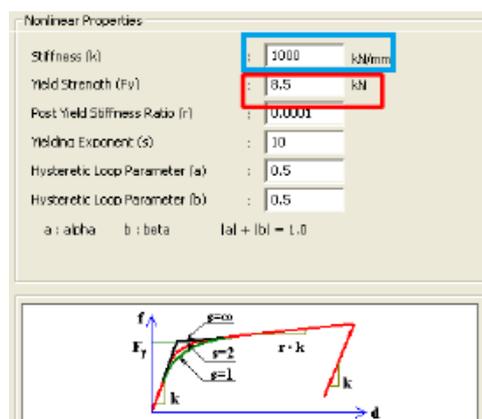


Fig3.27 Screen Shot delle impostazioni nel programma.

I parametri che regolano l'elemento sono:

- La rigidezza k (nel caso in questione è un valore molto alto per non consentire spostamenti per $F < F(\text{lim})$);
- Il valore limite F_y che si ottiene moltiplicando la parte di peso che grava sull'appoggio e il coeff. d'attrito prima stimato ($\mu \frac{W}{2}$);
- I parametri che descrivono il campo non lineare come r (pendenza del ramo post-elastico che corrisponde all'attrito dinamico).

Per problemi di convergenza della soluzione non è possibile attribuire alla pendenza post-elastica il valore "0"; la soluzione infatti tenderebbe a non convergere o a farlo per valori di

spostamento inverosimili. Per ovviare a ciò si attribuisce una, per quanto piccola, rigidità r che non influirà sui risultati in termini di spostamento ma faciliterà la convergenza del problema.

Presentate quindi le differenze in termini di modello, viene effettuata una analisi dinamica con integrazione al passo come in precedenza. L'unica differenza è che ora il modello è non lineare e quindi, in termini computazionali, la soluzione è più complessa e onerosa.

La struttura verrà scomposta nei due telai piani fondamentali che la costituiscono:

- Telaio direzione X
- Telaio direzione Y

A ciascuna direzione verrà applicato l'accelerogramma prima presentato; i risultati non subiranno variazioni rispetto al caso "3D" poiché le travi non trasmettono alcuna rotazione (sono incernierate alle estremità) e le stesse possono spostarsi solo nella direzione del solaio data la particolare geometria della finestratura (l'appoggio sul pilastro infatti comprende delle sponde laterali che consentirebbero alla trave il solo spostamento nella direzione del loro asse in caso di sisma [Vedi Figura]). Per ultimo anche in termini numerici è da preferire la soluzione con modello "2D" poiché la presenza di meno elementi non lineari velocizzerà la soluzione.

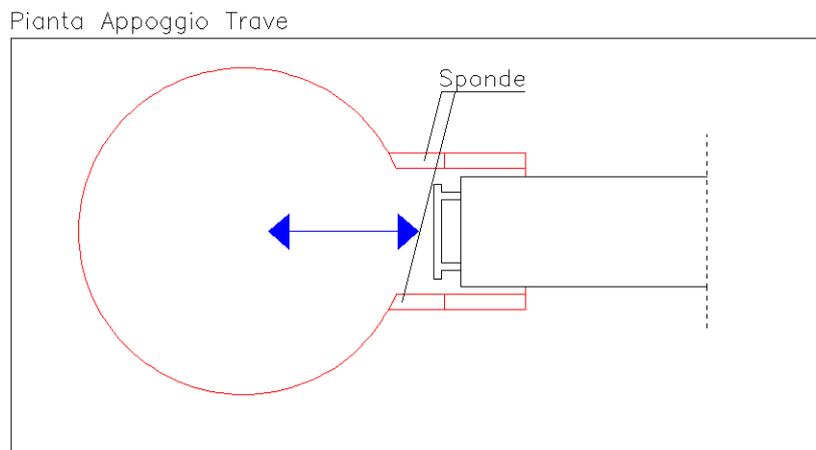


Fig3.28 Pianta Appoggio Semplificata.

3.2.3.2. Telaio Direzione X

Si presentano i risultati della analisi non lineare dinamica con integrazione al passo del telaio in direzione X piano per piano. Per ogni impalcato, infatti, è stato fatto un modello: i link rigidi che simulano l'appoggio della trave sono stati tarati in base al peso delle travi appoggiate.

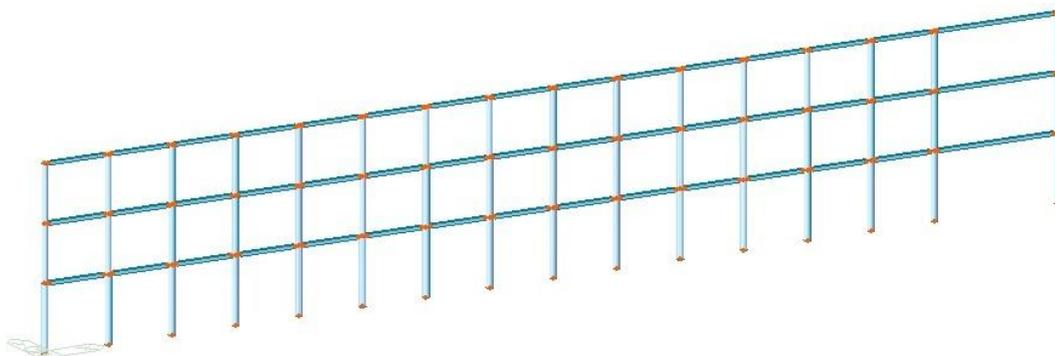


Fig3.29 Modello Telaio X

Si è riscontrato che la trave che subisce spostamenti maggiori è quella più grande (ultima campata); di questa quindi si riportano i parametri dell'elemento non lineare:

Coeff. Attrito	0,3	/
Peso Trave	4,83	KN/m
L Trave	9	m
γ	1,3	/
R(f,d)	5,016	KN

Tab3.20 Parametri Elemento non lineare.

Primo Impalcato

Trattandosi di una analisi dinamica il primo passo è sempre quello di estrarre i principali modi di vibrare con le rispettive masse partecipanti:

Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-X	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)
1	11,949	1,9017	0,5258	50,8002	50,8002
2	12,0076	1,9111	0,5233	9,8539	60,6541
3	12,0902	1,9242	0,5197	10,6722	71,3264
4	12,1702	1,9369	0,5163	1,7184	73,0447
5	12,3089	1,959	0,5105	0,004	73,0488
6	12,4586	1,9829	0,5043	0,04	73,0888
7	12,6387	2,0115	0,4971	0,0108	73,0996
8	12,817	2,0399	0,4902	0,0206	73,1202
9	12,9948	2,0682	0,4835	0,0052	73,1254

Tab3.21 Analisi Modale Primo Impalcato 2D.

Come era già avvenuto nel paragrafo precedente, la percentuale di massa partecipante non si avvicina alla minima per normativa (solo in direzione X perché è l'unica rilevante in questo caso); la struttura infatti non è ancora completa e quindi non ha un comportamento regolare.

I risultati che ci interessano, nel caso dell'analisi dinamica, solo quelli degli spostamenti massimi relativi delle travi rispetto al pilastro dove poggia in direzione X ; L'analisi dinamica dimostra come gli spostamenti massimi si registrino nella trave più grande. A parità di accelerazione infatti la forza maggiore si avrà in corrispondenza della massa maggiore

$$F = ma_{sysm} \text{ [Newton]}$$

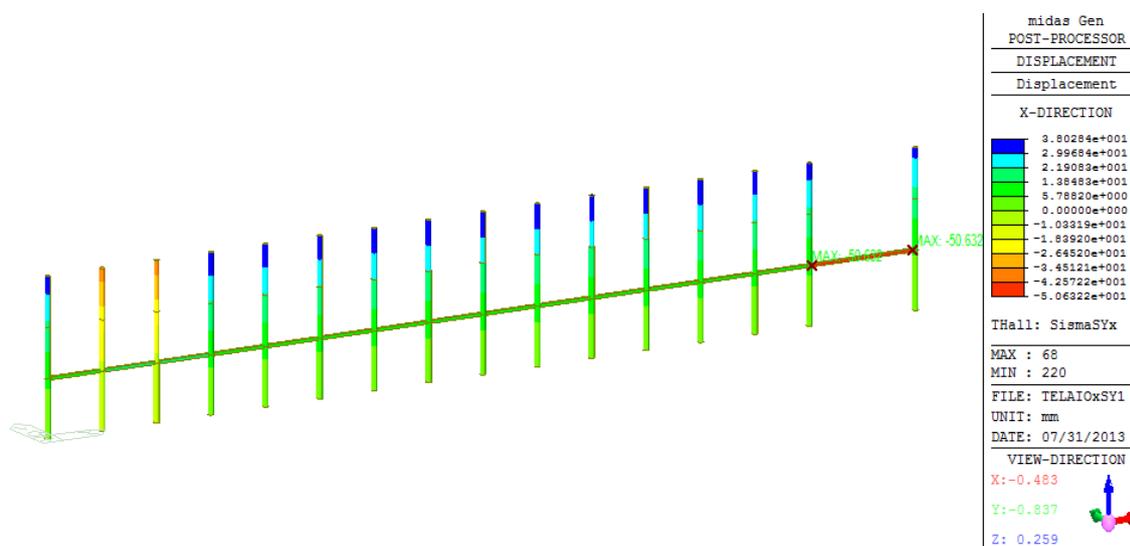


Fig3.30 Contourn Spostamenti.

Lo spostamento massimo in corrispondenza del primo impalcato corrisponde a 50,532 [mm]. La forza che il sisma esercita sulla trave è quindi superiore alla forza limite per attrito. Nel caso particolare, ipotizzando una accelerazione sismica pari a 0,3g (tipica secondo OPCM della zona sismica di Roma), la forza sismica applicata alla trave può essere stimata approssimativamente attraverso la relazione di Newton prima scritta:

a(g)	1,472	m/sec^2
Massa Trave	443,119	kg
F(sys)	6,521	KN
R(f,d)	5,016	KN

$$F(sys) > R(f,d)$$

Tab3.22 Confronto Forze Equivalenti.

La forza sismica è maggiore della resistenza dovuta all'attrito, quindi la trave può muoversi. L'andamento degli spostamenti segue la direzione delle onde sismiche trattandosi di una analisi al passo; grafitando gli spostamenti in funzione del tempo nella trave maggiormente sollecitata ricaviamo il seguente diagramma:

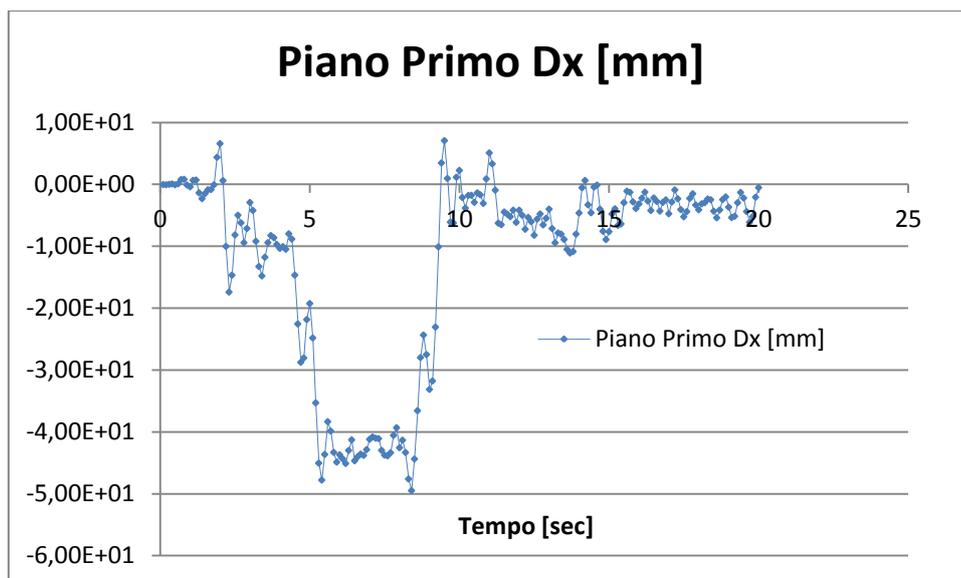


Fig3.31 Andamento Spostamenti Maggiori P1.

Il campo plastico dell'appoggio è modellato con proprietà cinematiche, quindi allo scarico non è detto che nel diagramma forza spostamento si passi di nuovo per l'origine; questo spiega l'area che si crea sotto il diagramma: finché il sisma non recupera le deformazioni residue attraverso una forza contraria, le deformazioni rimarranno prossime alla massima raggiunta.

Per controllo si può effettuare una stima delle forze sismiche equivalenti attraverso l'analisi statica lineare (NTC08 §7.3.3.2). Il software MIDAS Gen che è stato utilizzato, in automatico stima le forze equivalenti di piano:

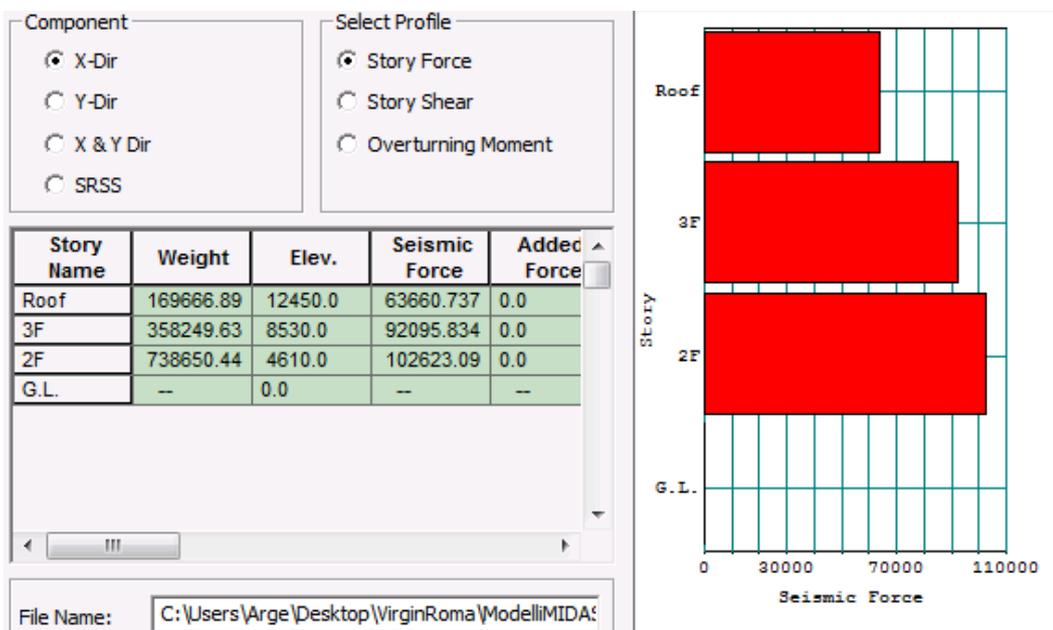


Fig3.32 Forze Statiche Equivalenti P1.

Nello specifico viene stimato il peso di ogni piano sommando al peso proprio della struttura le masse equivalenti ai carichi applicati. La forza corrispondente al primo impalcato è pari a 102.623 [KN]. Trattandosi di forze applicate a un oscillatore semplice che ha per massa quella equivalente al piano e come rigidezza la sommatoria delle rigidezze, è assumibile stimare in maniera approssimata il taglio sulla singola colonna dividendo la forza totale per il numero di colonne. Nel caso in questione il telaio ha 16 colonne, quindi corrisponde una taglio per colonna pari a $102,623/16=6,41$ [KN], molto simile al valore 6,521 [KN] trovato in precedenza.

Secondo Impalcato

L'analisi modale restituisce i seguenti risultati:

Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-X	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)
1	15,6995	2,4987	0,4002	57,7265	57,7265
2	18,7426	2,983	0,3352	7,4537	65,1802
3	21,5337	3,4272	0,2918	0,5286	65,7088
4	21,9709	3,4968	0,286	0,036	65,7448
5	22,586	3,5947	0,2782	0,0181	65,7629
6	23,0015	3,6608	0,2732	0,0025	65,7654
7	23,5392	3,7464	0,2669	0,0044	65,7698
8	24,1839	3,849	0,2598	0,0033	65,7731
9	24,7598	3,9406	0,2538	0,0076	65,7806

Tab3.23 Analisi Modale Secondo Impalcato.

Come già fatto notare la percentuale di massa partecipante non soddisfa i requisiti minimi di normativa. I risultati in termini di spostamenti massimi sono i seguenti:

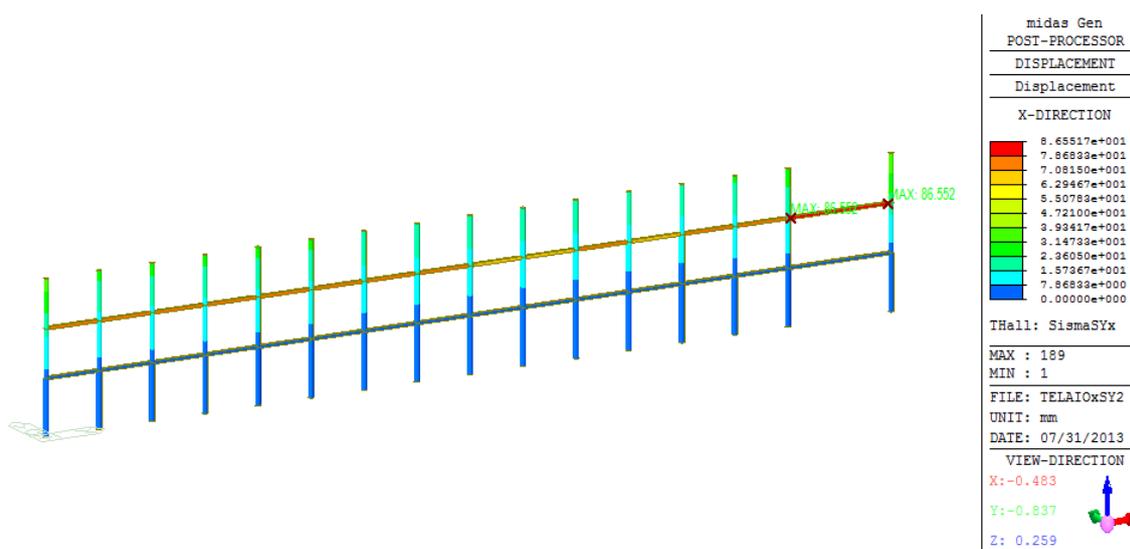


Fig3.33 Contourn Spostamenti Massimi Trave P2.

Lo spostamento massimo relativo della trave rispetto alla colonna dove poggia, in corrispondenza del secondo impalcato, è pari a 86,552 [mm]. La forza che il sisma esercita sulla trave è quindi ancora superiore alla forza limite per attrito e in particolare lo spostamento massimo aumenta. La forza sismica sulla trave in se non è cambiata poiché la massa è la medesima del piano precedente e la accelerazione pure non cambia visto che l'accelerogramma è il medesimo. Quello che varia è il modello: la massa della struttura ora considera pure il primo impalcato che è un piano rigido e sul quale gravano i carichi del solaio, il modo di vibrare è cambiato poiché sono variati i rapporti di rigidezza e la sezione delle colonne ora è mista fino al secondo impalcato.

Gli spostamenti in funzione del tempo che ne conseguono, per la trave maggiormente sollecitata del secondo impalcato, sono in seguito graficati:

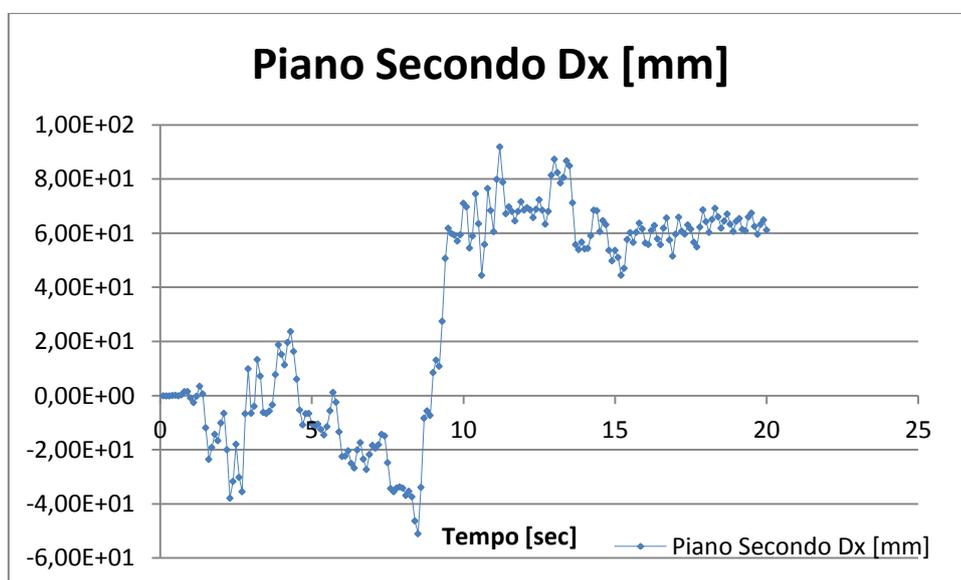


Fig3.34 Grafico Spostamenti Massimi Trave P2.

Come nel caso del piano precedente, intorno al secondo 10 l'accelerogramma presenta un picco che porta gli spostamenti a scostarsi di molto dalla situazione di quiete; da quel momento in poi i valori si assestano intorno ai 60 [mm].

Per ultimo si effettua una stima delle forze sismiche equivalenti attraverso l'analisi statica lineare (NTC08 §7.3.3.2). Il software MIDAS Gen che è stato utilizzato, in automatico stima le forze equivalenti di piano:

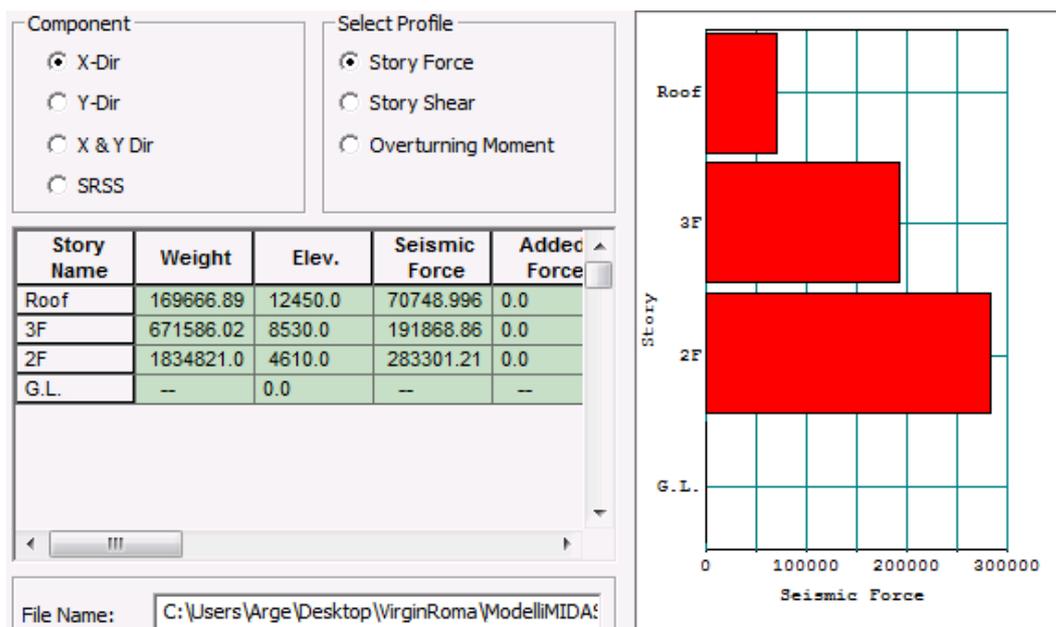


Fig3.35 Forze Statiche Equivalenti P2.

Essendo aumentata la massa della struttura (e la partecipazione modale), le forze seguono di conseguenza. Per il secondo impalcato abbiamo una forza equivalente pari a 191,868[KN] che dividendo per il numero di colonne equivale a un taglio di 12[KN]. Proprio per l'incremento di forza, sull'appoggio ci sarà uno spostamento maggiore rispetto al piano precedente.

Terzo Impalcato

L'analisi modale restituisce i seguenti risultati:

Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-X	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)
1	12,5415	1,996	0,501	89,8891	89,8891
2	21,9736	3,4972	0,2859	0,895	90,7841
3	29,1655	4,6418	0,2154	0	90,7842
4	29,712	4,7288	0,2115	0,2623	91,0465
5	30,2825	4,8196	0,2075	1,4133	92,4597
6	30,3752	4,8344	0,2069	0,6466	93,1064
7	31,0508	4,9419	0,2024	0,3899	93,4962
8	31,6511	5,0374	0,1985	0,0274	93,5236
9	32,3793	5,1533	0,194	0,0756	93,5992

Tab3.24 Analisi Modale Terzo Impalcato.

A questo punto della costruzione il telaio è quasi completato, eccezion fatta per il getto dell'ultimo solaio. Le masse partecipano al modo di vibrare quasi interamente e l'analisi dinamica degli spostamenti massimi nell'ultimo impalcato restituisce i seguenti valori:

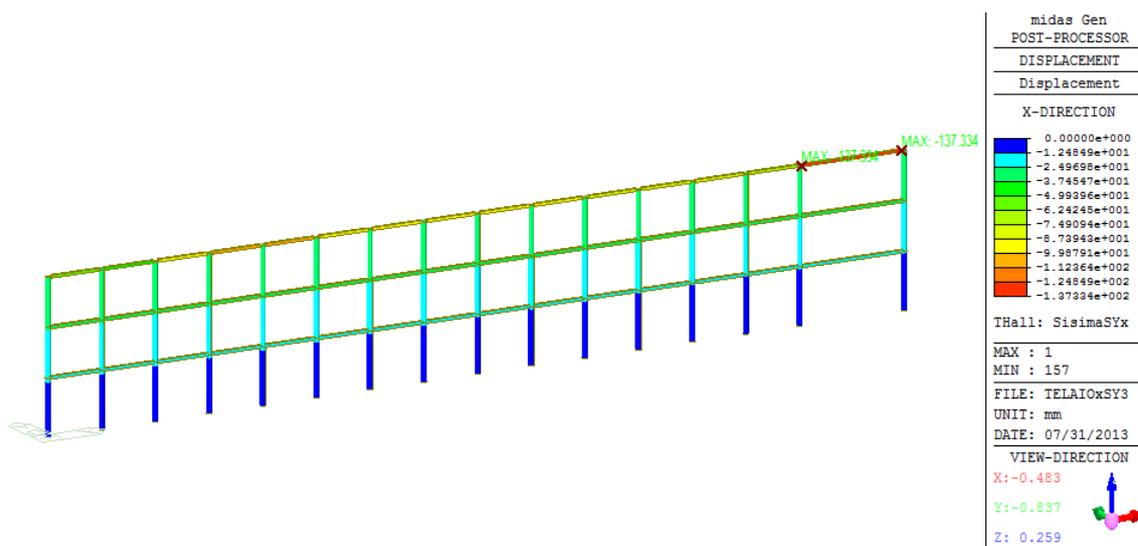


Fig3.36 Contourn Massimi Spostamenti Trave P3.

Lo spostamento relativo massimo della trave rispetto alla colonna dove poggia, in corrispondenza del terzo impalcato, è pari a 95,1 [mm]. La forza che il sisma esercita sulla trave è quindi ancora superiore alla forza limite per attrito e, in particolare, lo spostamento massimo è il maggiore confrontato con gli altri impalcati. Ancora una volta la forza sismica sulla trave in se non è cambiata poiché la massa è la medesima del piano precedente e la accelerazione pure non cambia visto che l'accelerogramma è invariato. Quello che varia è il modello: la massa della struttura ora considera sia il primo impalcato che il secondo come piani rigidi e sui quali gravano i carichi del solaio, il modo di vibrare è cambiato poiché sono variati i rapporti di rigidezza e la sezione delle colonne ora è interamente mista.

Gli spostamenti in funzione del tempo che ne conseguono, per la trave maggiormente sollecitata del terzo impalcato, sono in seguito graficati:

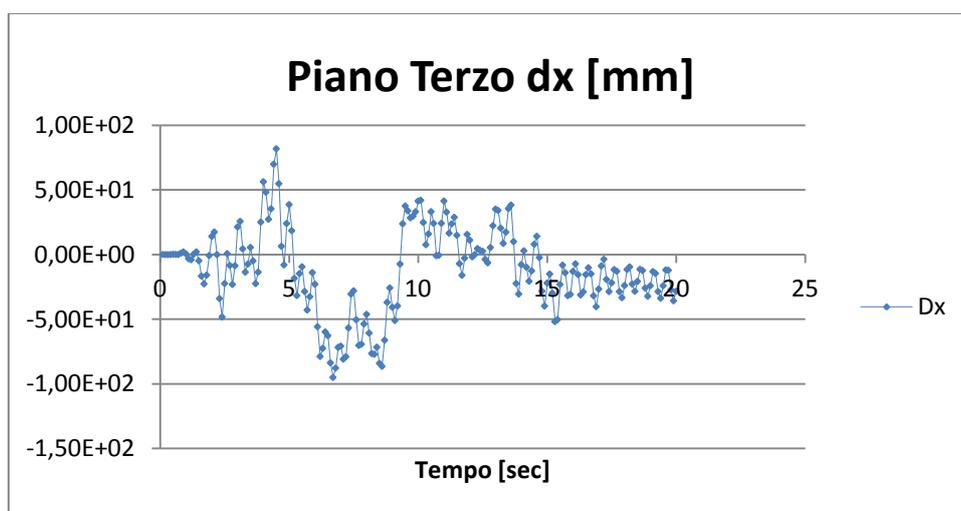


Fig3.37 Grafico Spostamenti Massimi Trave P3.

Ancora una volta l'andamento degli spostamenti è simile a quello dei piani precedenti; non variando la legge tempo-accelerazione, i vari impalcati si comportano pressappoco allo stesso modo nelle diverse fasi costruttive.

Per ultimo si effettua una stima delle forze sismiche equivalenti attraverso l'analisi statica lineare (NTC08 §7.3.3.2). Il software MIDAS Gen che è stato utilizzato, in automatico stima le forze equivalenti di piano:

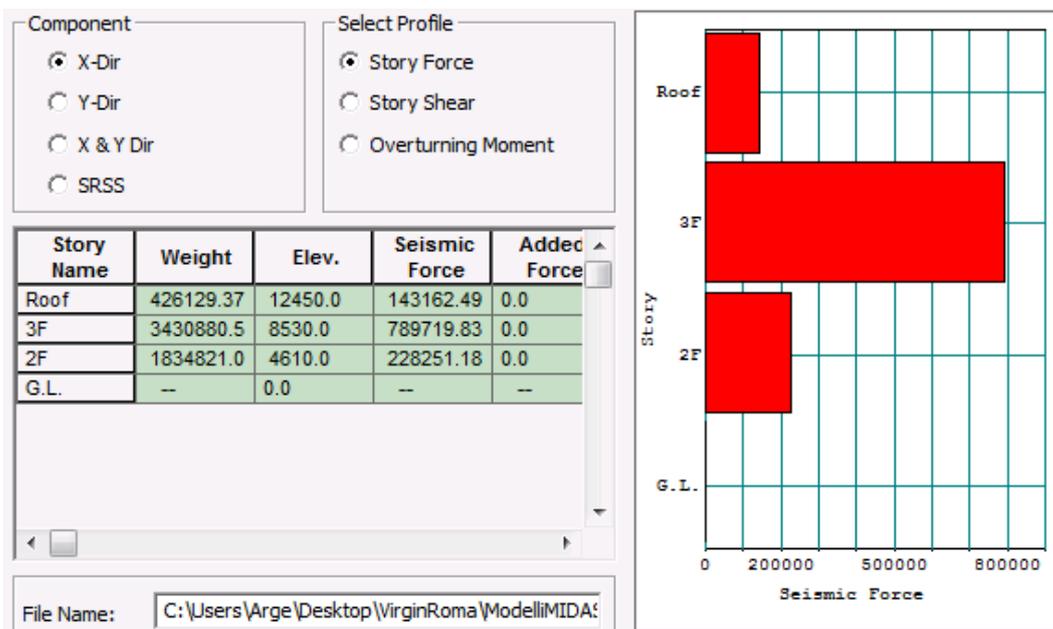


Fig3.38 Forze Statiche Equivalenti P3.

La massa totale del sistema inizia ad essere prossima a quella definitiva. Si notano notevoli differenze tra la forza equivalente del secondo e del terzo impalcato: non essendo ancora realizzato il solaio dell'ultimo impalcato la sua massa è notevolmente minore degli altri 2 e di conseguenza la forza equivalente è molto più piccola. In questo caso l'analisi statica lineare restituisce una forza pari a 143,162[KN]; tale valore è confrontabile con quello degli altri impalcati. Come fatto in precedenza per stimare il taglio sulla singola colonna, si dividerà la forza equivalente per il numero di colonne ottenendo un taglio di 8,94[KN]. La forza in se è minore di quella che si registra nel caso del secondo impalcato; tuttavia lo spostamento è maggiore per il terzo impalcato per effetto degli spostamenti globali della colonna ai piani inferiori.

Presentate le fasi costruttive e i relativi spostamenti sismici in direzione X, si tratterà in seguito la direzione Y ad essa ortogonale.

3.2.3.3. Telaio Direzione Y

I seguenti sono i risultati della analisi non lineare dinamica con integrazione al passo del telaio in direzione Y, per ogni fase di montaggio provvisoria. Per ogni impalcato infatti è stato fatto un modello; i link rigidi che simulano l'appoggio della trave sono tarati in base al peso delle travi che su di essi poggiano.

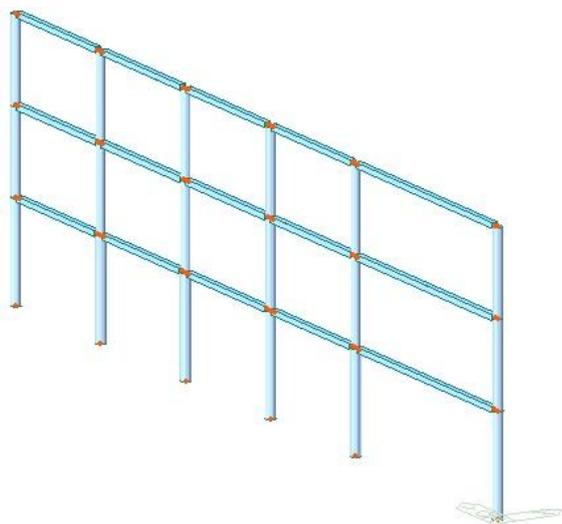


Fig3.39 Modello Telaio dir. Y.

Come nel telaio precedente, si è riscontrato che la trave che subisce spostamenti maggiori è quella più grande (prima campata); di questa quindi si riportano i parametri dell'elemento non lineare:

Coeff. Attrito	0,3	/
Peso Trave	4,826	KN/m
L Trave	11,5	m
Y	1,3	/
R(f,d)	6,404	KN

Tab3.25 Parametri Elemento non Lineare.

Primo Impalcato

In tabella vengono riportati i prima 10 modi di vibrare:

Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-Y	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)
1	11,7674	1,8728	0,5339	61,879	61,879
2	12,0277	1,9143	0,5224	11,9071	73,7862
3	12,4698	1,9846	0,5039	0,2513	74,0375
4	12,9893	2,0673	0,4837	0,0059	74,0434
5	13,4296	2,1374	0,4679	0,0507	74,0941
6	13,7332	2,1857	0,4575	0,0016	74,0957
7	19,9374	3,1731	0,3151	2,6453	76,741
8	25,4	4,0425	0,2474	9,4635	86,2045
9	25,476	4,0546	0,2466	0	86,2045
10	25,5761	4,0706	0,2457	0,5462	86,7507

Tab3.26 Analisi Modale Primo Impalcato.

La massa partecipante ai modi di vibrare è fin dall'inizio superiore all'85%; essendo infatti il numero di colonne inferiore a quello del telaio in direzione X, il modello ha più possibilità di muoversi in maniera armonica.

I risultati che ci interessano, nel caso dell'analisi dinamica, solo quelli degli spostamenti relativi massimi della trave rispetto alla colonna dove poggia, in direzione Y; L'analisi dinamica dimostra come gli spostamenti massimi relativi si registrino nella trave più grande. A parità di accelerazione infatti la forza maggiore si avrà in corrispondenza della massa maggiore

$$F = ma_{sysm} \text{ [Newton]}$$

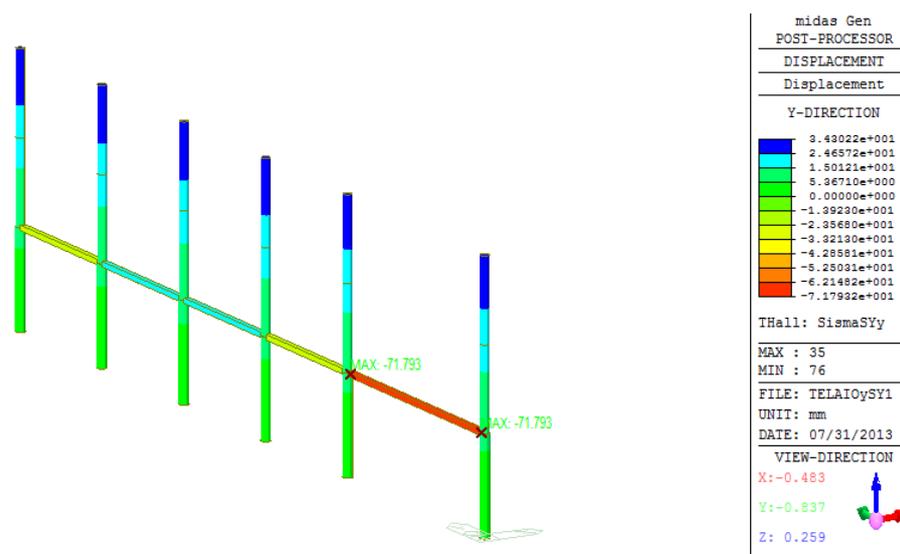


Fig3.40 Contourn Spostamenti Massimi P1.

Lo spostamento massimo in corrispondenza del primo impalcato corrisponde a 71,793 [mm]. La forza che il sisma esercita sulla trave è quindi superiore alla forza limite per attrito. Nel caso

particolare, ipotizzando una accelerazione sismica pari a 0,3g (tipica secondo OPCM della zona sismica di Roma), la forza sismica applicata alla trave può essere stimata approssimativamente attraverso la relazione di Newton prima scritta:

a(g)	1,472	m/sec²
Massa Trave	565,769	kg
F(sys)	8,33	KN
R(f,d)	6,404	KN

$$F(\text{sys}) > R(\text{f,d})$$

Tab3.27 Confronto Forze Statiche Equivalenti.

La forza sismica è maggiore della resistenza dovuta all'attrito, quindi la trave può muoversi. L'andamento degli spostamenti segue la direzione delle onde sismiche trattandosi di una analisi al passo; grafitando gli spostamenti in funzione del tempo nella trave maggiormente sollecitata ricaviamo il seguente diagramma:

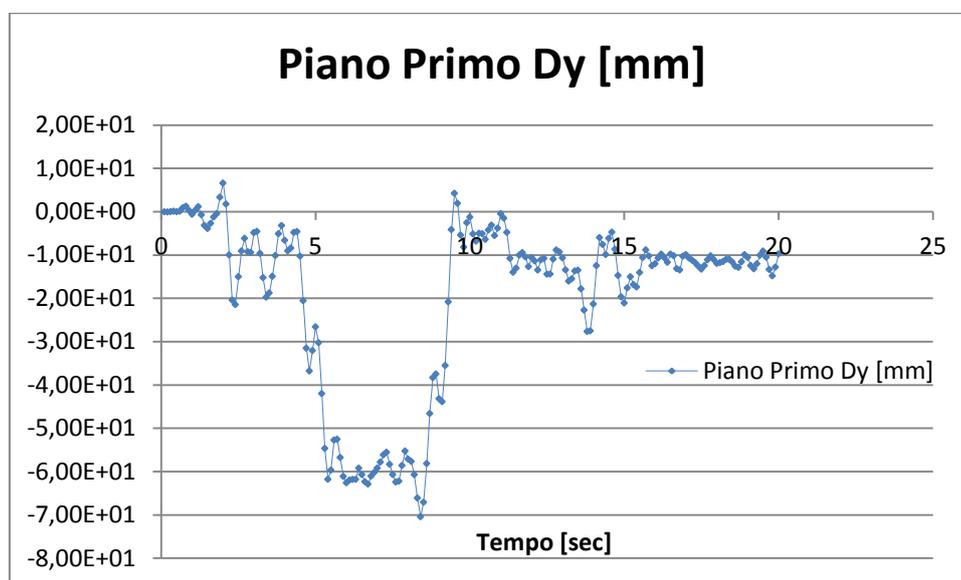


Fig3.41 Andamento Spostamenti Massimi P1.

Come nel caso del telaio precedente il campo plastico dell'appoggio è modellato con comportamento cinematico, quindi allo scarico non è detto che nel diagramma forza spostamento si passi di nuovo per l'origine; questo spiega l'area che si crea sotto il diagramma: finché il sisma non recupera le deformazioni residue attraverso una forza contraria, le deformazioni rimarranno prossime alla massima raggiunta. Si fa notare infine che la zona di massimo spostamento è anche in questo caso compresa tra 5 e 10 secondi poiché in questo intervallo l'accelerogramma ha il picco.

Per controllo si può effettuare una stima delle forze sismiche equivalenti attraverso l'analisi statica lineare (NTC08 §7.3.3.2). Il software MIDAS Gen che è stato utilizzato, in automatico stima le forze equivalenti di piano:

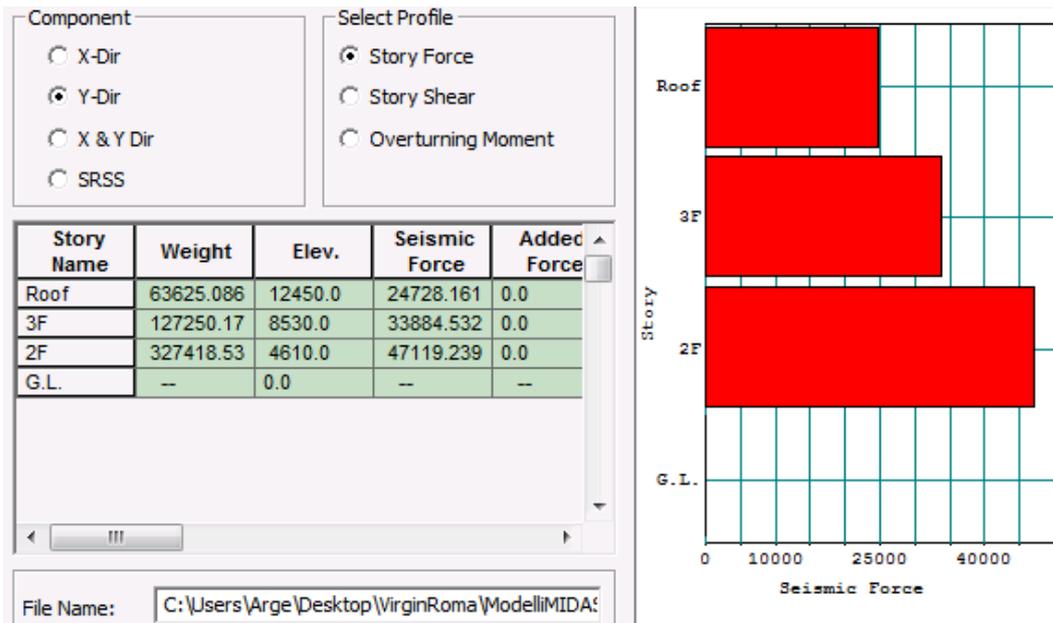


Fig3.42 Analisi Statica Equivalenti P1.

Nello specifico viene stimato il peso di ogni piano sommando al peso proprio della struttura le masse equivalenti ai carichi applicati. La forza corrispondente al primo impalcato è pari a 47,119 [KN]. Trattandosi di forze applicate a un oscillatore semplice che ha per massa quella equivalente al piano e come rigidità la sommatoria delle rigidità, è assumibile stimare in maniera approssimata il taglio sulla singola colonna dividendo la forza totale per il numero di colonne. Nel caso in questione il telaio ha 6 colonne, quindi corrisponde un taglio per colonna pari a $47,119/6=7,85$ [KN], molto simile al valore 8,33 [KN] trovato in precedenza.

Secondo Impalcato

L'analisi modale restituisce i seguenti risultati:

Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-Y	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)
1	12,6379	2,0114	0,4972	63,6086	63,6086
2	16,5203	2,6293	0,3803	5,2703	68,8788
3	19,082	3,037	0,3293	0,0166	68,8955
4	20,6947	3,2937	0,3036	0,1171	69,0126
5	22,5393	3,5872	0,2788	0,0028	69,0154
6	26,0596	4,1475	0,2411	1,0244	70,0398
7	27,3975	4,3604	0,2293	0,1467	70,1865
8	29,302	4,6636	0,2144	0,0525	70,2389
9	30,3764	4,8346	0,2068	0,5342	70,7731
10	31,918	5,0799	0,1969	0,2608	71,0339

Tab3.28 Analisi Modale Secondo Impalcato.

Come già fatto notare la percentuale di massa partecipante non soddisfa i requisiti minimi di normativa. I risultati in termini di spostamenti massimi sono i seguenti:

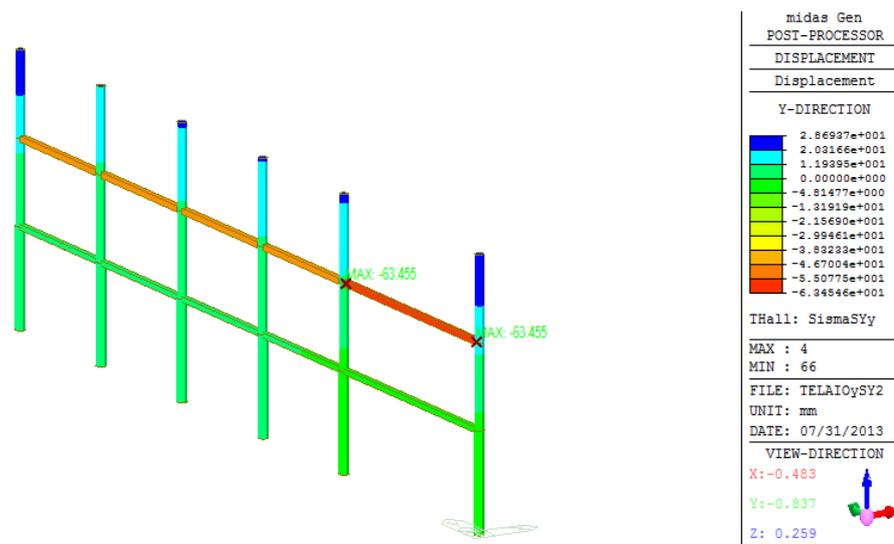


Fig3.34 Contourn Spostamenti Massimi Travi P2.

Lo spostamento relativo massimo della trave rispetto alla colonna dove poggia, in corrispondenza del secondo impalcato, è pari a 63,455 [mm]. La forza che il sisma esercita sulla trave è quindi ancora superiore alla forza limite per attrito e in particolare lo spostamento si mantiene praticamente costante. La forza sismica sulla trave in se non è cambiata poiché la massa è la medesima del piano precedente e la accelerazione pure non cambia visto che l'accelerogramma è il medesimo. Quello che varia è il modello: la massa della struttura ora considera pure il primo impalcato che è un piano rigido e sul quale gravano i carichi del solaio, il

modo di vibrare è cambiato poiché sono variati i rapporti di rigidezza e la sezione delle colonne ora è mista fino al secondo impalcato.

Gli spostamenti in funzione del tempo che ne conseguono, per la trave maggiormente sollecitata del secondo impalcato, sono in seguito graficati:

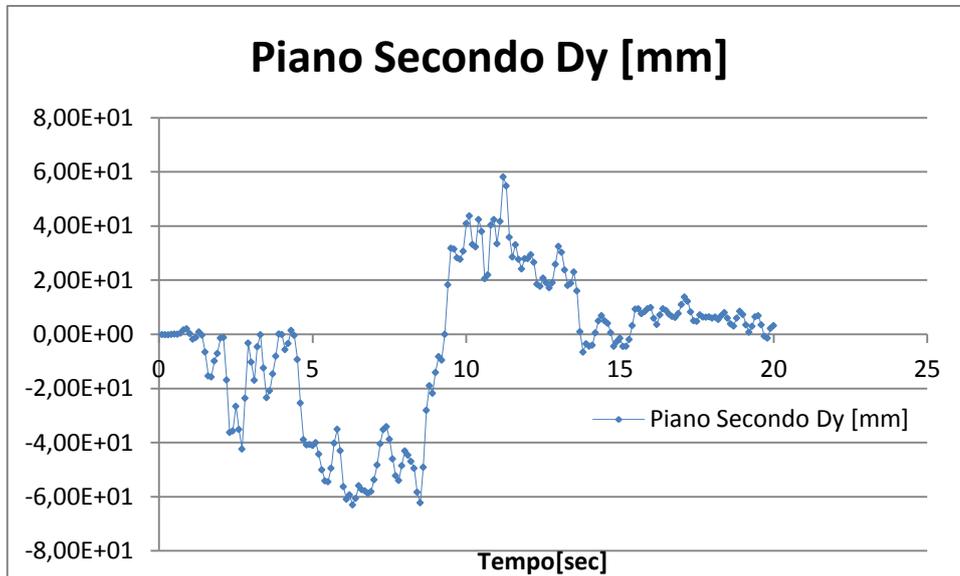


Fig3.44 Andamento Spostamenti Massimi P2.

Come nel caso del piano precedente, intorno al secondo 10 l'accelerogramma presenta un picco che porta gli spostamenti a scostarsi di molto dalla situazione di quiete. Per ultimo si effettua una stima delle forze sismiche equivalenti attraverso l'analisi statica lineare (NTC08 §7.3.3.2). Il software MIDAS Gen che è stato utilizzato, in automatico stima le forze equivalenti di piano:

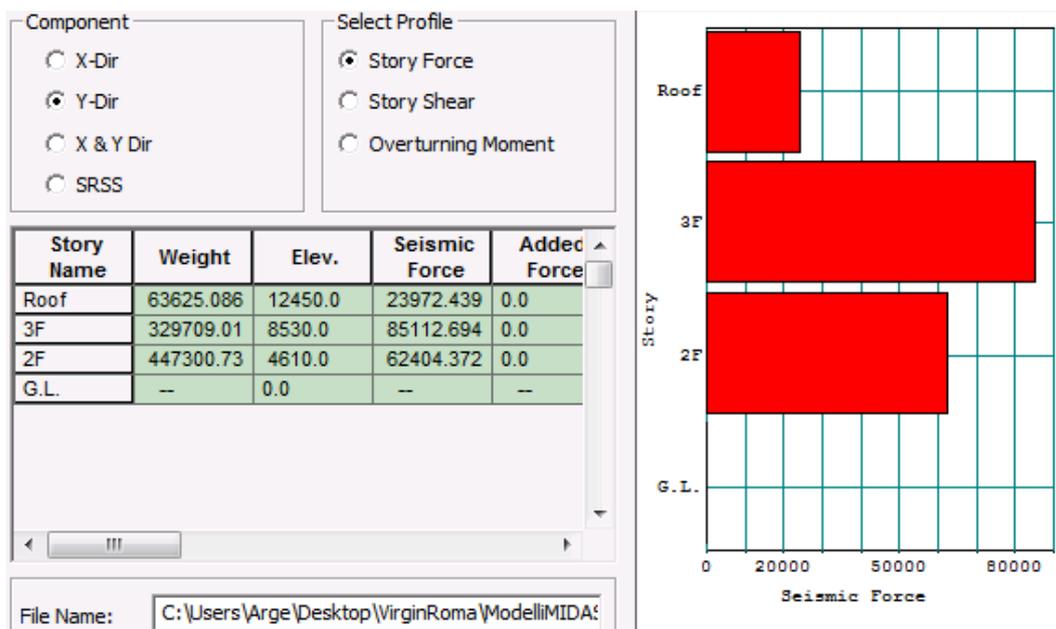


Fig3.45 Analisi Statica Lineare P2.

Essendo aumentata la massa della struttura, le forze seguono di conseguenza. Per il secondo impalcato abbiamo una forza equivalente pari a 85,112[KN] che dividendo per il numero di colonne equivale a un taglio di 14[KN]. Proprio per l'incremento di forza, sull'appoggio ci sarà uno spostamento maggiore rispetto al piano precedente.

Terzo Impalcato

L'analisi modale restituisce i seguenti risultati:

Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-Y	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)
1	13,1303	2,0897	0,4785	66,2426	66,2426
2	18,5938	2,9593	0,3379	6,2225	72,4651
3	22,4261	3,5692	0,2802	0,0032	72,4683
4	23,6271	3,7604	0,2659	0,2331	72,7014
5	24,799	3,9469	0,2534	0	72,7014
6	27,7475	4,4162	0,2264	19,3302	92,0317
7	32,9648	5,2465	0,1906	0	92,0317
8	68,4856	10,8998	0,0917	5,5165	97,5482
9	77,6423	12,3572	0,0809	1,3799	98,9281
10	90,19	14,3542	0,0697	0,1413	99,0694

Tab3.29 Analisi Modale Terzo Impalcato.

A questo punto della costruzione il telaio è quasi completato, eccezion fatta per il getto dell'ultimo solaio. Le masse partecipano al modo di vibrare quasi interamente e l'analisi dinamica degli spostamenti massimi nell'ultimo impalcato restituisce i seguenti valori:

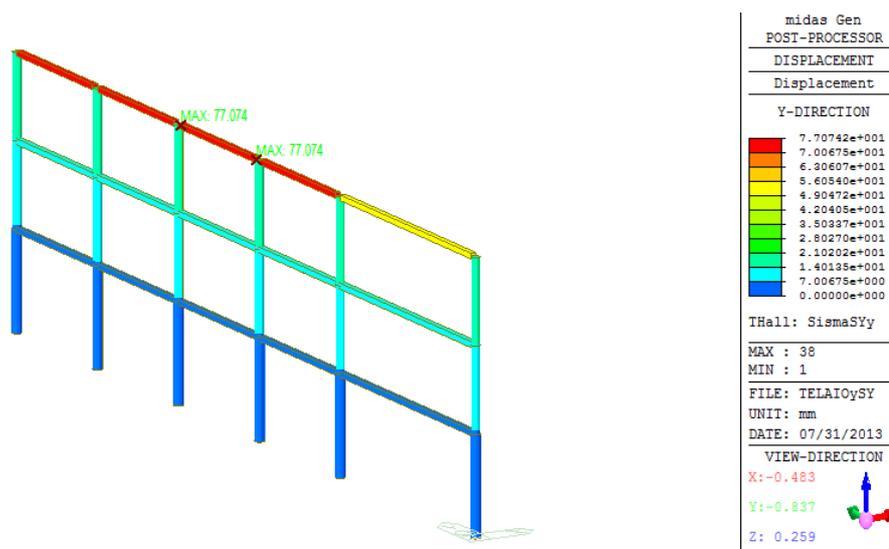


Fig3.46 Contourn Spostamento massimo traveP3.

Lo spostamento relativo massimo della trave rispetto alla colonna dove poggia, in corrispondenza del terzo impalcato, è a 91,6[mm]. La forza che il sisma esercita sulla trave è

quindi ancora superiore alla forza limite per attrito e, in particolare, lo spostamento massimo è il maggiore confrontato con gli altri impalcati. Ancora una volta la forza sismica sulla trave in se non è cambiata poiché la massa è la medesima del piano precedente e la accelerazione pure non cambia visto che l'accelerogramma è invariato. Quello che varia è il modello: la massa della struttura ora considera sia il primo impalcato che il secondo come piani rigidi e sui quali gravano i carichi del solaio, il modo di vibrare è cambiato poiché sono variati i rapporti di rigidità e la sezione delle colonne ora è interamente mista.

Gli spostamenti in funzione del tempo che ne conseguono, per la trave maggiormente sollecitata del terzo impalcato, sono in seguito graficati:

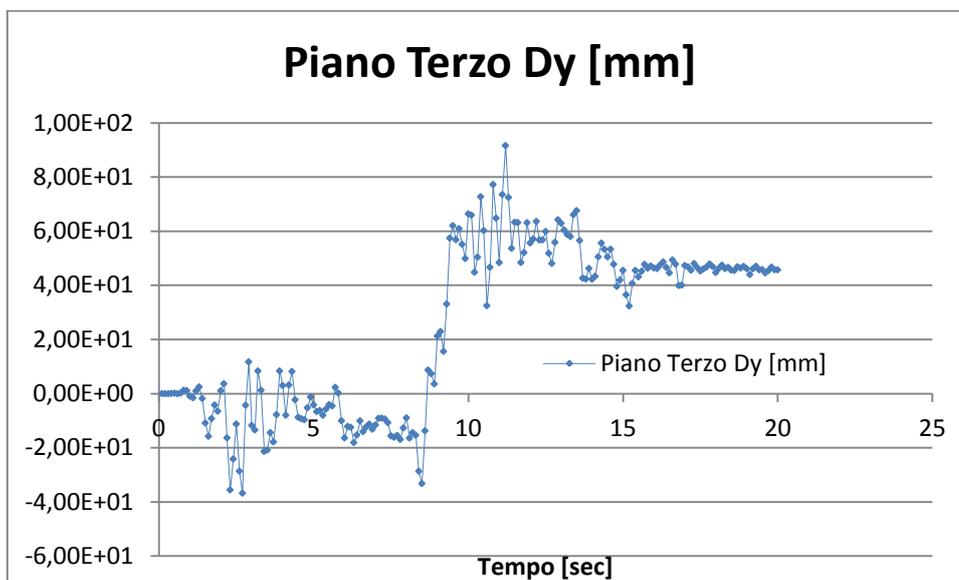


Fig3.47 Andamento Spostamenti Massimi P3.

Ancora una volta l'andamento degli spostamenti è simile a quello dei piani precedenti; non variando la legge tempo-accelerazione, i vari impalcati si comportano pressappoco allo stesso modo nelle diverse fasi costruttive.

Per ultimo si effettua una stima delle forze sismiche equivalenti attraverso l'analisi statica lineare (NTC08 §7.3.3.2). Il software MIDAS Gen che è stato utilizzato, in automatico stima le forze equivalenti di piano:

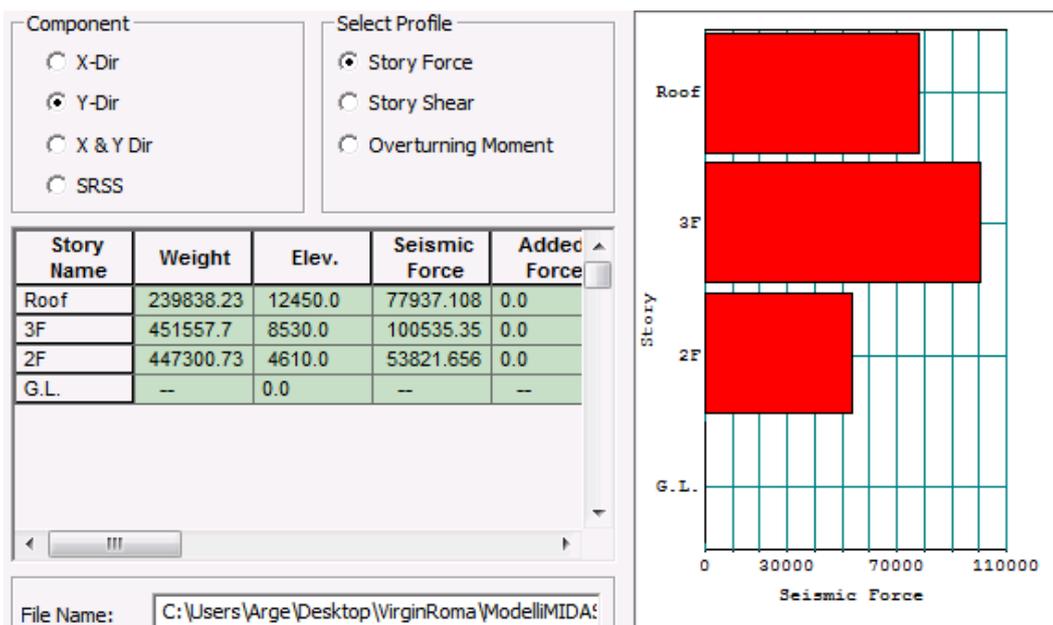


Fig3.48 Analisi Statica Lineare P3.

La massa totale del sistema inizia ad essere prossima a quella definitiva. Si notano notevoli differenze tra la forza equivalente del secondo e del terzo impalcato: non essendo ancora realizzato il solaio dell'ultimo impalcato la sua massa è notevolmente minore degli altri 2 e di conseguenza la forza equivalente è molto più piccola. In questo caso l'analisi statica lineare restituisce una forza pari a 77,937 [KN]; tale valore è confrontabile con quello degli altri impalcati. Come fatto in precedenza per stimare il taglio sulla singola colonna, si dividerà la forza equivalente per il numero di colonne ottenendo un taglio di 13 [KN]. La forza in se è minore di quella che si registra nel caso del secondo impalcato; tuttavia lo spostamento è maggiore per il terzo impalcato per effetto degli spostamenti globali della colonna ai piani inferiori.

3.2.3.4. Osservazioni

La stima degli spostamenti permette di fare osservazioni interessanti in merito al comportamento delle travi in caso di sisma.

Come già ampiamente ripetuto in precedenza, durante la prima fase della costruzione dell'impalcato, effettivamente c'è il rischio di ribaltamento o caduta delle travi. Le prescrizioni tecniche impongono che le trave NPS® poggino all'estremità per almeno 10 [cm] su di una superficie piana (in questo caso la mensola del pilastro) o in alternativa vengano predisposti puntelli di sostegno.

Lo scopo primario di questa analisi era "verificare" se le travi (senza alcun particolare dispositivo di vincolo in estremità) sono messe in movimento dal sisma. Come si è visto per tutti gli impalcati questo avviene, rappresentando un pericolo per la sicurezza sismica dell'opera.

L'entità degli spostamenti che le travi subiscono tende ad aumentare piano per piano poiché, mano a mano che si completa la struttura, la partecipazione modale al moto aumenta (e con essa le forze in gioco).

I tagli ottenuti con l'analisi statica equivalente nei modelli "2D", restituiscono valori in media dimezzati rispetto allo sforzo normale medio calcolato con i modelli 3D (ad esempio per il primo impalcato dir.X: 16,6 [KN] modello 3D, 6,52 [KN] modello 2D). Questo è dovuto al fatto che nel modello 3D vi è una componente di sollecitazione trasmessa dalle travi ortogonali al telaio 2D. Inoltre, la combinazione sismica usata prevede un 30% di azione sismica anche nella seconda direzione in pianta che è responsabile dell'aumento delle sollecitazioni nel modello 3D.

Facendo delle osservazioni in linea teorica su i risultati numerici ottenuti per gli spostamenti, si prevedono valori massimi che, nella totalità dei casi, sono contenuti entro i 10 [cm] dell'appoggio standard. Solo in un caso (terzo impalcato del telaio in direzione X) si raggiungono valori ad esso prossimi (9,51 [cm]). Considerando che nell'analisi non si è tenuto conto dell'attrito dinamico tra trave e piano d'appoggio, questi risultati fanno sperare che sia possibile assicurare una adeguata sicurezza sismica alla struttura anche senza dispositivi di vincolo aggiuntivi.

Ovviamente bisogna ricordare che la normativa non consente unioni ad attrito conseguenti a carichi gravitazionali a meno che non siano appositamente dimensionati (NTC08 §7.2.1) e che

l'analisi effettuata non ha considerato il sisma in direzione verticale (onde sussultorie), che possono far mancare l'apporto del peso proprio alla forze resistente d'attrito.

In ogni caso, opportuni approfondimenti riguardanti:

- La stima dell'attrito dinamico;
- Il miglioramento della superficie di appoggio delle trave (magari utilizzando delle gomme specifiche applicate sul piano d'appoggio che potrebbero far salire il coeff. d'attrito μ fino a 0,65, raddoppiando così la forza resistente [Lezioni di meccanica applicata alle macchine, Funaioli-Maggiore-Meneghetti 2008]);
- Inserimento di dispositivi provvisori e riutilizzabili per vincolare le travi agli spostamenti verticali (in modo da non far mancare mai la forza resistente dovuta all'attrito).

Potrebbero migliorare questo particolare tipo di prefabbricato, semplificando il processo di produzione e velocizzando la messa in opera, senza trascurare la sicurezza.

Infine il confronto con le sollecitazioni da vento.

Come già accennato, per le strutture in fase di montaggio, data la loro flessibilità, molte volte sono più gravosi i carichi da azioni climatiche piuttosto che quelle dovute al sisma. Anche in questo caso le due azioni si assomigliano se confrontate con i risultati del modello 2D: Prendendo la direzione principale del vento (dir. Y in pianta) esso esercita sugli elementi strutturali una pressione massima pari a 0,441 [kN/m] sulle travi e 0,230 [kN/m] sui pilastri. Tali pressioni vengono scaricate in ogni nodo sulla trave ortogonale al telaio in direzione X. Essendo l'interasse tra le colonne pari a 4,5 [m] e l'interpiano pari a circa 4 [m], la reazione scaricata in un estremo è di circa 3,92 [kN]. Lo sforzo dovuto al vento sulle travi in direzione Y sarà quindi pari in media a 7,84 [kN], contro una forza sismica stimata in 8,33 [kN] per il primo impalcato.

Non è da escludere che in altri casi particolari una delle due sollecitazioni sia più gravosa dell'altra; proprio per questo si consiglia una analisi delle forze in gioco anche nelle fasi costruttive.

3.3.Imperfezioni in Fase di Montaggio

Nel seguente capitolo si vogliono analizzare quali sono le più comuni imperfezioni in fase di montaggio. Anch'esse, infatti, possono creare stati di sollecitazione da non trascurare all'interno delle singole parti della struttura e criticità nel montaggio stesso.

Le imperfezioni di maggior interesse per questa tipologia costruttiva possono essere riassunte principalmente in due grandi "famiglie":

-Eccentricità dovute al montaggio, che interessa i pilastri sui quali gli impalcati non esercitano un carico simmetrico (colonne poste nel perimetro della struttura).

-Ribaltamento delle travi, fenomeno di indiscussa pericolosità che si presenta quando, questa volta, sono le travi ad essere caricate asimmetricamente in prima fase.

Procediamo quindi con ordine ad affrontare entrambe queste problematiche. Il fine ultimo sarà ancora una volta quello di stimare, prima analiticamente, poi numericamente, il fenomeno e le sollecitazioni prodotte sulla struttura. I risultati verranno poi confrontati con gli strumenti di previsione e controllo dati dalla normativa. Solo in forma di riflessione, poi, verranno fatte delle considerazioni sull'adeguatezza delle stime proposte dalla normativa.

3.3.1. Eccentricità in Fase di Montaggio

Come prima accennato il fenomeno dell'eccentricità si manifesta principalmente nelle colonne perimetrali della struttura.

Il primo passo nel montaggio prevede, come già spiegato in precedenza, il fissaggio delle colonne (provviste di sola struttura metallica) alle barre filettate annegate nel getto di fondazione. Il vincolo al piede può fin da subito essere considerato un incastro; i pilastri sono considerati isolati e singolarmente isostatici.

Le fasi seguenti del montaggio prevedono il posizionamento alternato delle varie travi che compongono la struttura principale ed, ovviamente, i solai. In termini di sollecitazione, le travi non sono altro che forze concentrate applicate ai pilastri nelle apposite mensole di alloggiamento; l'omogeneità strutturale viene "raggiunta" solo a getto completato, fino a quel momento travi, pilastri e solai non sono ancora elementi facenti parti di un telaio.

Tornando quindi alle colonne, è proprio l'eccentricità rispetto all'asse dell'appoggio delle travi che crea delle sollecitazioni interne alla struttura; in condizioni normali una generica colonna sarebbe caricata in maniera simmetrica e quindi le sollecitazioni interne si equilibrerebbero, ma nel caso delle colonne perimetrali o d'angolo questo non avviene creando eccentricità che aumentano al progressivo poggiarsi delle travi negli impalcati successivi.

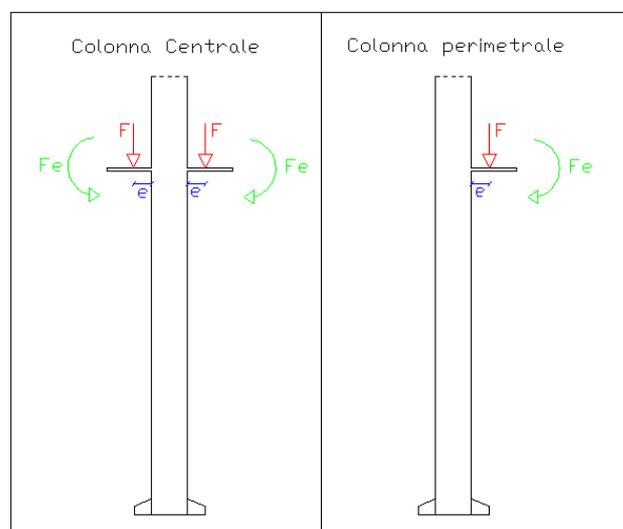


Fig.3.49 Forze sulla Colonna.

Il sistema NPS®, che stiamo qui analizzando, prevede delle eccentricità rispetto all'asse del pilastro che variano di colonna in colonna ma che generalmente possono essere comprese tra i 200 e i 400 [mm] in funzione al diametro stesso della camicia esterna metallica. L'appoggio della trave avviene nelle apposite mensole ad una distanza mai superiore a 50 [mm] dal filo del pilastro.

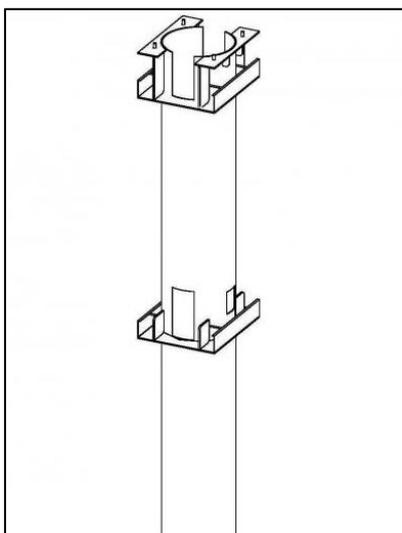


Fig3.50 Particolare Mensole Colonna.

Le colonne dove si crea la sollecitazione più sfavorevole sono quelle d'angolo e perimetrali, sulle quali gravano asimmetricamente i pesi delle travi e dei solai. Conferma di questo effetto ci viene pure dal modello numerico: schematizzando infatti le colonne come elementi beam vincolati con un incastro al piede, e le travi del primo impalcato semplicemente appoggiate alle colonne (lasciate quindi libere di ruotare alle estremità e poggiate con una eccentricità media di 300 [mm]) si nota subito, osservando il contour degli spostamenti qui sotto riportato, quali siano le colonne che subiscono le eccentricità maggiori.

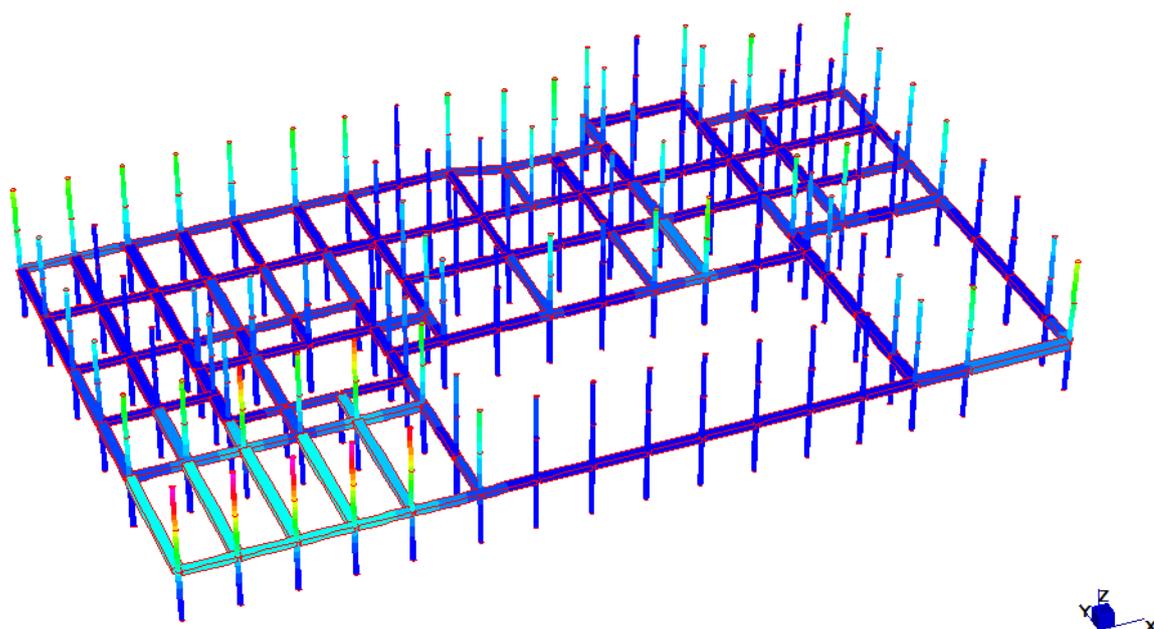


Fig3.51 Contour Massimi Spostamenti.

La colonna che subisce lo spostamento maggiore è quella nell'angolo in basso a sinistra; questo effetto è destinato ad aumentare mano a mano che la struttura acquista la propria interezza. Successivamente infatti i carichi portati dalla colonna aumentano con la realizzazione del solaio e, con essi, anche il momento sulla mensola che provoca l'eccentricità verrà incrementato.

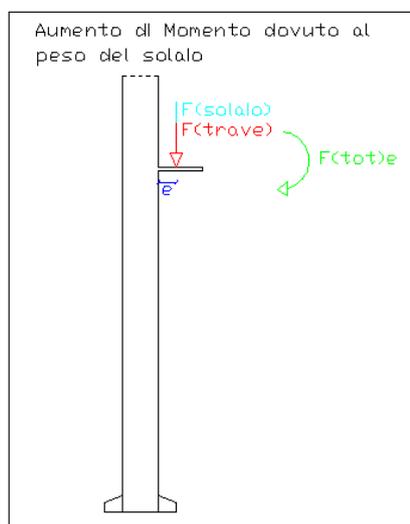


Fig3.52 Sollecitazioni Colonna d'Angolo.

Una volta creato il piano rigido nell'impalcato con l'indurimento del getto del solaio, non vi saranno più spostamenti dovuti alle fasi costruttive (la stessa cosa non si può dire per gli stati limite) e i successivi spostamenti interesseranno solo i livelli superiori della colonna al procedere della struttura.

Si definiscono quindi per la suddetta colonna le seguenti fasi di carico per ogni livello:

Impalcato	Fasi di Carico
1. Primo	1.1 Posizionamento Travi
	1.2 Realizzazione del solaio
2. Secondo	2.1 Posizionamento Travi
	2.2 Realizzazione del solaio
3. Terzo	3.1 Posizionamento Travi
	3.2 Realizzazione del solaio

Tab3.30 Definizione Fasi Costruttive.

Per ultimo si ricorda che la sezione delle colonne è variabile al procedere della costruzione; la colonna arriva dallo stabilimento completa della sola parte metallica (che comprende la camicia esterna e l'armatura interna) e solo in un secondo momento (a montaggio eseguito) viene effettuato il getto creando la sezione mista vera e propria. Il produttore del sistema NPS® prescrive che il getto integrativo all'interno della colonna sia effettuato fino all'altezza

dell'impalcato da realizzare, in modo da rendere mista la sezione prima di iniziare il montaggio del solaio. Questa precauzione è molto rilevante per quanto riguarda la stabilità della struttura poiché il momento di inerzia della colonna cilindrica senza il getto di completamento è di almeno un ordine di misura inferiore a quello della colonna completata (vedi capitolo relativo alla classificazione delle sezioni), con evidenti conseguenze in termini di spostamento finale. Nelle analisi successive quindi, per i pilastri, verranno prese le caratteristiche inerziali della sezione mista in modo da analizzare la situazione più cautelativa.

Inquadrato il problema procediamo in primis con la stima analitica dello spostamento della singola colonna, per poi confrontare tali risultati con il modello numerico e la normativa stessa.

3.3.1.1. Stima Analitica Eccentricità

L'applicazione dell'approccio ingegneristico ad un qualsiasi problema non può prescindere dalla stima teorica del fenomeno, in modo da poter avere una base certa per i confronti futuri.

La descrizione delle ipotesi che stanno alla base del problema aiuta a semplificare e a coglierne le peculiarità:

- I pilastro PDTI® utilizzati in questa struttura giungono a moduli di 3 piani, quindi con una altezza complessiva superiore ai 12 [m].
- Il vincolo alla base delle colonne è un Incastro perfetto.
- Le travi, finché non viene realizzato il getto del solaio, solo semplicemente appoggiate alla mensola di alloggiamento su pilastro e quindi l'estremità della trave può ruotare.
- Le forze per ogni piano sono applicate con una eccentricità costante nel punto di contatto tra martello della trave e mensola del pilastro.

Fissato le ipotesi il problema si semplifica notevolmente: la possibilità di rotazione delle estremità delle travi permette di dissociare lo spostamento della colonna nelle direzioni di piano. Nel nostro caso quindi sarà possibile calcolare in maniera separata lo spostamento in direzione X e Y della colonna d'angolo prima scelta.

Lo spostamento che subisce la colonna non è altro che funzione della sua rigidezza (I), del suo modulo elastico (E) e della lunghezza stessa dell'elemento; dalla scienza delle costruzioni ricaviamo le relazioni che calcolano lo spostamento in estremità e la rotazione alla base di una mensola incastrata:

Nel caso di forza concentrata



$$\varphi(l) = -\frac{Fl^2}{2EI}$$

$$v(l) = -\frac{Fl^3}{3EI}$$

Nel caso di momento concentrato



$$\varphi(l) = -\frac{ml}{EI}$$

$$v(l) = -\frac{ml^2}{2EI}$$

Dove con ϕ si intende la rotazioni e con v lo spostamento in estremità. Come già prima spiegato la colonna, per ogni piano, subisce due fasi di carico: in primis agisce il peso della trave appoggiata con la sua eccentricità (quindi il modello di riferimento è quello del *momento concentrato*) e in seguito viene applicato il peso del solaio (in questo caso, creandosi il piano rigido e l'impalcato, la forza applicata alla colonna non ha più eccentricità ma ha la direzione della forza peso ed è applicata sull'asse della colonna; il modello di riferimento è quindi quello della *forza concentrata in estremità*).

Impalcato	Fasi di Carico	Forze Applicate
1. Primo	1.1 Posizionamento Travi	Mom. Concentrato
	1.2 Realizzazione del solaio	F. Concentrata Scomposta
2. Secondo	2.1 Posizionamento Travi	Mom. Concentrato
	2.2 Realizzazione del solaio	F. Concentrata Scomposta
3. Terzo	3.1 Posizionamento Travi	Mom. Concentrato
	3.2 Realizzazione del solaio	F. Concentrata Scomposta

Tab3.31 Fasi di Carico Struttura.

La stima dello spostamento finale, procedendo di piano in piano, deve tener conto delle rotazioni e degli spostamenti precedenti. L'ipotesi di piano rigido viene applicata solo quando nel calcolo si passa all'impalcato successivo.

Si procede ora con la stima dello spostamento della colonna fase di carico per fase di carico nelle due direzioni.

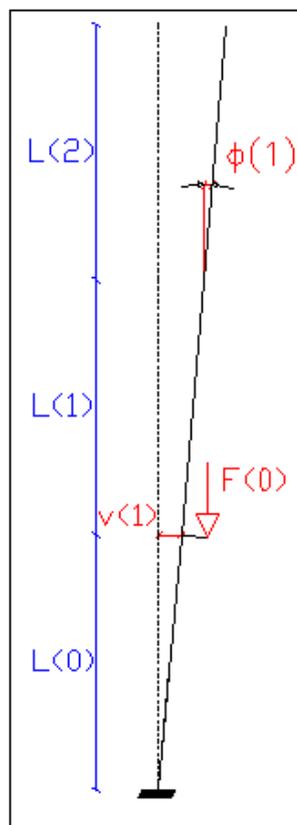
Direzione X

Fase 1.1

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.32 Caratteristiche Colonna 1.1.



Per il primo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(1) = \frac{FeL(0)^2}{2E(0)I(0)}$$

$$\varphi(1) = \frac{FeL(0)}{E(0)I(0)}$$

Spostamento del secondo piano:

$$v(1.1) = v(1) + \varphi(1)L(1)$$

Spostamento del terzo piano:

$$v(1.2) = v(1) + \varphi(1)L(1) + \varphi(1)L(2)$$

La forza che la trave esercita sulla mensola (F) è pari alla metà del suo peso; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Trave in Appoggio			
L [m]	Acls [mmq]	As [mmq]	Peso Lineare [KN/m]
4	164750	4584.4	4.476

STEP1,1					
POSIZIONAMENTO TRAVI PRIMO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	F(0)	F(0)cos ϕ	F(0)sen ϕ	M(0)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0	308	8952.66	8952.66	0	2757421.3
$\Delta M(O)$	$\Delta F(0)sen$	$\phi(M(0))$	$\phi(F(0)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
0.18615	0	8.076E-05	0		8.076E-05

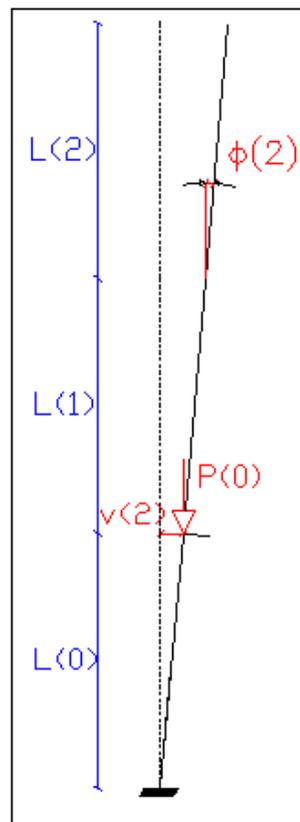
Tab3.33 Calcolo Step 1.1.

Fase 1.2

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.34 Caratteristiche Colonna 1.2.



Per il primo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(2) = \frac{P\phi(1)L(0)^3}{3E(0)I(0)}$$

$$\phi(2) = \frac{P\phi(1)L(0)^2}{2E(0)I(0)}$$

Spostamento del secondo piano:

$$v(2.1) = v(2) + \varphi(2)L(1)$$

Spostamento del terzo piano:

$$v(2.2) = \varphi(2)L(1) + \varphi(2)L(2)$$

La forza che il solaio esercita sul pilastro (P) ha una inclinazione pari a $\phi(1)$ ed è pari all'area di influenza del solaio; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Getto	
Li [m]	5.5
bi [m]	2
h [m]	0.3
W [KN]	25

Tab3.35 Calcolo Peso del Getto.

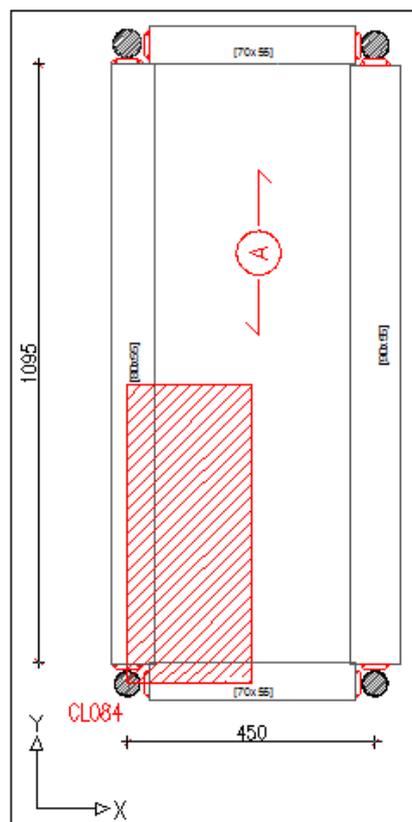


Fig3.53 Area Influenza Solaio.

STEP1,2					
GETTO PRIMO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	P(0)	F(0)cos ϕ	F(0)sen ϕ	M(0)
deg	mm	N	N	N	Nmm
8.1E-05	308	82500	82500	6.66	25410000
$\Delta M(0)$	$\Delta F(0)sen$	$\phi(M(0))$	$\phi(F(0)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	Deg		deg
1.7154	0.001382	0.0007442	4.4977E-07		0.0007446

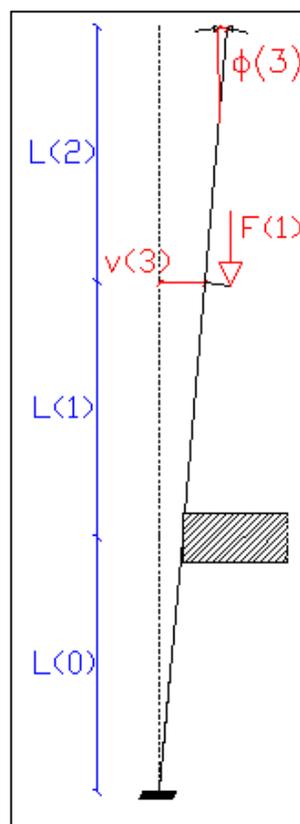
Tab3.36 Calcolo Step 1.2.

Fase 2.1

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.37 Caratteristiche Colonna 2.1.



Per il secondo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(3) = \frac{F e \cos(\varphi(1) + \varphi(2))L(1)^2}{2E(1)I(1)} + \frac{F (\varphi(1) + \varphi(2))L(1)^3}{3E(1)I(1)} +$$

$$\varphi(3) = \frac{F e \cos(\varphi(1) + \varphi(2))L(1)}{E(1)I(1)} + \frac{F (\varphi(1) + \varphi(2))L(1)^2}{2E(1)I(1)}$$

Spostamento del terzo piano:

$$v(3.1) = v(3) + \varphi(3)L(2)$$

La forza che la trave esercita sulla mensola (F) è pari alla metà del suo peso; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Trave in Appoggio			
L [m]	Acls [mmq]	As [mmq]	Peso Lineare [KN/m]
4	175000	3931.28	4.682

STEP2,1					
POSIZIONAMENTO TRAVI SECONDO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	F(1)	F(1)cos ϕ	F(1)sen ϕ	M(1)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.00083	223	9363.28	9363.277	7.729	2088010.7
$\Delta M(1)$	$\Delta F(1)sen$	$\phi(M(1))$	$\phi(F(1)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	Deg		deg
0.12578	0.001217	6.417E-05	4.6556E-07		6.464E-05

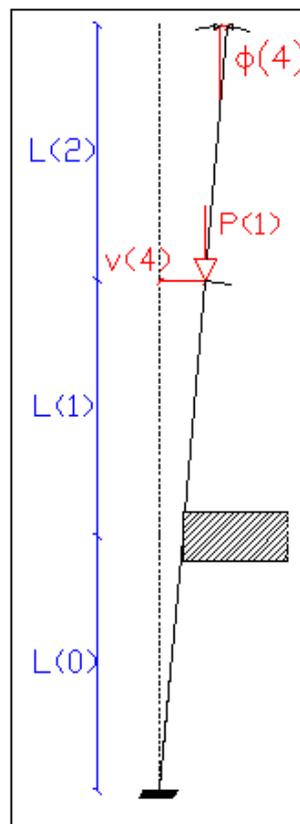
Tab3.38 Calcolo Step 2.1.

Fase 2.2

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.39 Caratteristiche Colonna 2.2.



Per il secondo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(4) = \frac{P \cos (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)^2}{2E(1)I(1)} + \frac{P (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)^3}{3E(1)I(1)} +$$

$$\varphi(4) = \frac{P \cos (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)}{E(1)I(1)} + \frac{F (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)^2}{2E(1)I(1)}$$

Spostamento del terzo piano:

$$v(3.2) = v(4) + \varphi(4)L(2)$$

Come per il piano precedente la forza che il solaio esercita sul pilastro ha una inclinazione pari a $\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3)$ ed intensità proporzionale all'area di influenza del solaio; in riferimento alle geometrie prima presentate possiamo calcolare:

Peso Getto	
Li [m]	5.5
bi [m]	2
h [m]	0.3
W [KN]	25

STEP2,2					
GETTO SECONDO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	P(1)	F(1)cos ϕ	F(1)sen ϕ	M(1)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.00089	223	82500	82499.967	73.429	18397493
$\Delta M(1)$	$\Delta F(1)sen$	$\phi(M(1))$	$\phi(F(1)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
1.10826	0.01156	0.0005654	4.4233E-06		0.0005699

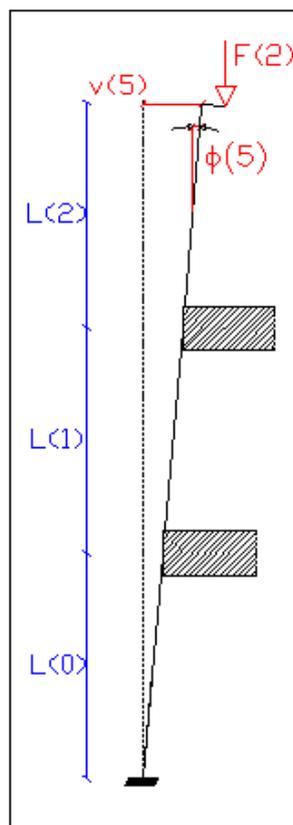
Tab3.40 Calcolo Colonna 2.2.

Fase 3.1

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

3.41 Caratteristiche Colonna 3.1.



Per il terzo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(5) = \frac{F e \cos (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4)) L(2)^2}{2 E(2) I(2)} + \frac{F (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4)) L(2)^3}{3 E(2) I(2)} +$$

$$\varphi(5) = \frac{F e \cos (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4)) L(2)}{E(2) I(2)} + \frac{F (\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4)) L(2)^2}{2 E(2) I(2)}$$

La forza (denominata il precedenza F) che la trave esercita sulla mensola è pari alla metà del suo peso; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Trave in Appoggio			
L [m]	Acls [mmq]	As [mmq]	Peso Lineare [KN/m]
4	140000	4245.28	3.831

STEP3,1					
POSIZIONAMENTO TRAVI TERZO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	F(2)	F(2)cos	F(2)sen	M(2)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.00146	223	7662.2637	7662.25551	11.18618	1708683
$\Delta M(2)$	$\Delta F(2)sen$	$\phi(M(2))$	$\phi(F(2)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
0.10293	0.001761	5.252E-05	6.7385E-07		5.319E-05

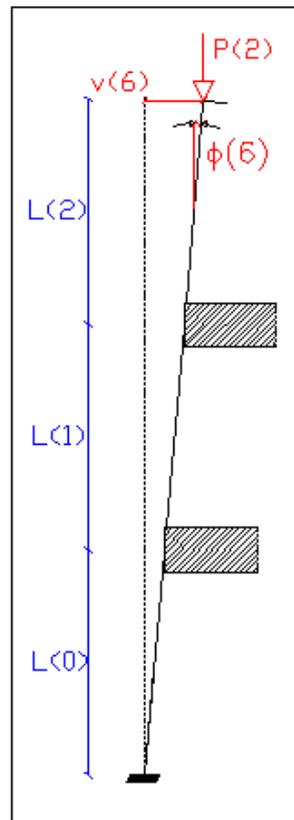
Tab3.42 Calcolo Step 3.1.

Fase 3.2

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.43 Caratteristiche Colonna 3.2.



Per il terzo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(6) = \frac{P \cos(\sum \varphi(i))L(2)^2}{2E(2)I(2)} + \frac{P(\sum \varphi(i))L(2)^3}{3E(2)I(2)}$$

$$\varphi(6) = \frac{P \cos(\sum \varphi(i))L(2)}{E(2)I(2)} + \frac{P(\sum \varphi(i))L(2)^2}{2E(2)I(2)}$$

Come per il piano precedente la forza che il solaio esercita sul pilastro ha una inclinazione pari a $\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4) + \varphi(5)$ ed intensità proporzionale all'area di influenza del solaio; in riferimento alle geometrie prima presentate possiamo calcolare:

Peso Getto	
Li [m]	5.5
bi [m]	2
h [m]	0.3
W [KN]	25

STEP3,2					
GETTO TERZO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	P(2)	F(2)cos ϕ	F(2)sen ϕ	M(2)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.00151	223	82500	82499.91	124.83036	18397479
$\Delta M(2)$	$\Delta F(2)sen$	$\phi(M(2))$	$\phi(F(2)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
1.10826	0.019652	0.0005654	7.5197E-06		0.000573

Tab3.34 Calcolo Step 3.2.

Sommando i contributi di spostamento relativi ad ogni step di carico, piano per piano, si ottengono i valori finali. Il primo piano subirà spostamenti (per ipotesi) fino a che non verrà realizzato il piano rigido con l'indurimento del getto.

Le componenti di spostamenti che entrano in gioco sono quindi $v(1)$ e $v(2)$ per il primo piano, mentre per i successivi piani è necessario moltiplicare la rotazione puntuale dovuta alla forza concentrata non baricentrica con la distanza interpiano. Nello specifico avremmo per il secondo piano $v(1.1)+v(2.1)$ e per il terzo piano $v(1.2)+v(2.2)$ (il significato dei simboli è da ricercarsi nelle pagine precedenti). Il secondo piano partirà di base da uno spostamento pari a quello calcolato in precedenza, a cui verranno a sommarsi le componenti relative al secondo impalcato come $v(3)$ e $v(4)$; l'ultimo piano di conseguenza subirà uno spostamento pari alla somma dei contributi dovuti a $v(3.1)$, $v(4.1)$, $v(1.2)$ e $v(2.2)$.

Per concludere, l'ultimo impalcato, con i precedenti solai riconducibili all'ipotesi di piano rigido, subirà degli ulteriori spostamenti denominati $v(5)$ e $v(6)$. Tali componenti vanno a sommarsi alle precedenti definendo quindi la mancanza di verticalità finale della colonna d'angolo.

POS.	PARAMETRI	STEP	
		1.1	1.2
Piano1	Spostamento [mm]	0.186	1.903
	Rotazione [deg]	8.076E-05	8.254E-04
Piano2	Spostamento [mm]	0.503	5.138
	Rotazione [deg]	8.076E-05	8.254E-04
Piano3	Spostamento [mm]	0.819	8.374
	Rotazione [deg]	8.076E-05	8.254E-04

POS.	PARAMETRI	STEP	
		2.1	2.2
Piano1	Spostamento [mm]	\	\
	Rotazione [deg]	\	\
Piano2	Spostamento [mm]	5.265	6.385
	Rotazione [deg]	8.900E-04	1.460E-03
Piano3	Spostamento [mm]	8.754	12.108
	Rotazione [deg]	8.900E-04	1.460E-03

POS.	PARAMETRI	STEP	
		3.1	3.2
Piano1	Spostamento [mm]	\	\
	Rotazione [deg]	\	\
Piano2	Spostamento [mm]	\	\
	Rotazione [deg]	\	\
Piano3	Spostamento [mm]	12.213	13.341
	Rotazione [deg]	1.513E-03	2.086E-03

Tab3.35 Spostamenti Analitici Totali dir. X.

La trattazione della stima analitica delle eccentricità dovute alla fase di montaggio è così conclusa nella direzione X. Nel prossimo paragrafo si vuole stimare nella maniera medesima l'eccentricità nella direzione Y.

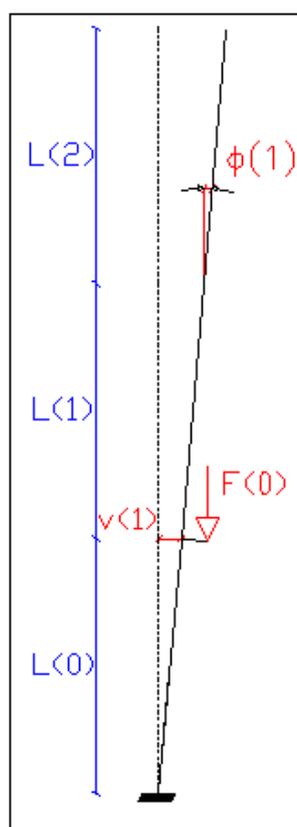
Direzione Y

Fase 1.1

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	\	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	\	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	\	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.36 Caratteristiche Colonna 1.1.



Per il primo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(1) = \frac{FeL(0)^2}{2E(0)I(0)}$$

$$\varphi(1) = \frac{FeL(0)}{E(0)I(0)}$$

Spostamento del secondo piano:

$$v(1.1) = v(1) + \varphi(1)L(1)$$

Spostamento del terzo piano:

$$v(1.2) = v(1) + \varphi(1)L(1) + \varphi(1)L(2)$$

La forza che la trave esercita sulla mensola (F) è pari alla metà del suo peso; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Trave in Appoggio			
L [m]	Acls [mmq]	As [mmq]	Peso Lineare [KN/m]
11	176750	5287.76	4.83119528

STEP1,1					
POSIZIONAMENTO TRAVI PRIMO IMPALCATO					
ϕ	e	F(0)	F(0)cos ϕ	F(0)sen ϕ	M(0)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0	292	26571.574	26571.57404	0	7758899.6
$\Delta M(0)$	$\Delta F(0)sen$	$\phi(M(0))$	$\phi(F(0)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
0.52379	0	0.0002272	0		0.0002272

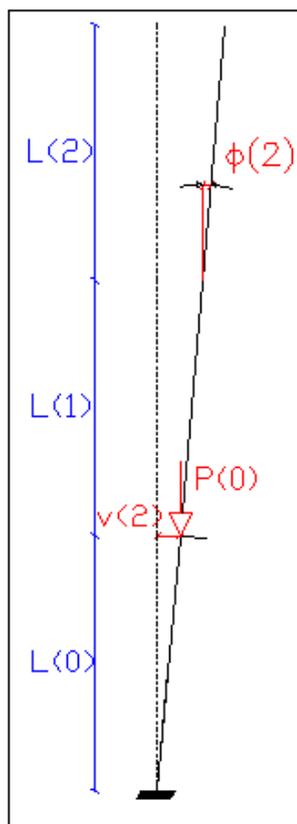
Tab3.37 Calcolo Step 1.1.

Fase 1.2

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	\	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	\	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	\	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.38 Caratteristiche Colonna 3.38.



Per il primo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(2) = \frac{P\varphi(1)L(0)^3}{3E(0)I(0)}$$

$$\varphi(2) = \frac{P\varphi(1)L(0)^2}{2E(0)I(0)}$$

Spostamento del secondo piano:

$$v(2.1) = v(2) + \varphi(2)L(1)$$

Spostamento del terzo piano:

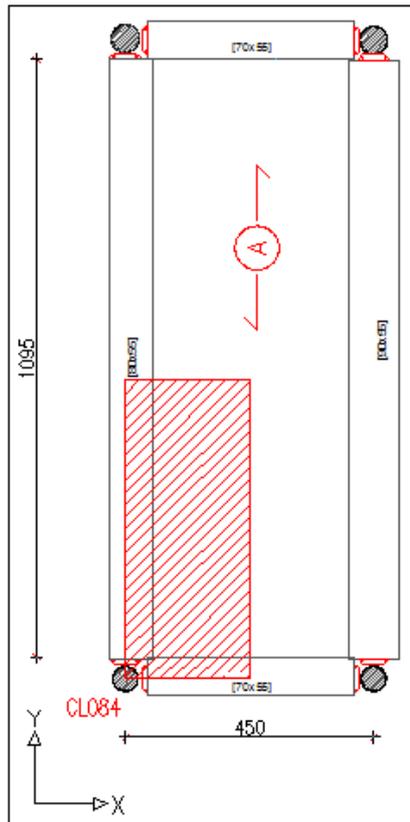
$$v(2.2) = \varphi(2)L(1) + \varphi(2)L(2)$$

La forza che il solaio esercita sul pilastro (P) ha una inclinazione pari a $\phi(1)$ ed è pari all'area di influenza del solaio; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Getto	
Li [m]	5.5
bi [m]	2
h [m]	0.3
W [KN]	25

Tab3.39 Calcolo Peso Solaio.

In questa direzione, a differenza della direzione X, il peso del solaio verrà preso solo al 20% poiché le lastre del solaio alveolare poggiano sulle travi in direzione X. Tale assunzione è cautelativa e a favore di sicurezza pur non avendo un equivalente specifico in normativa.



STEP1,2					
GETTO PRIMO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	F(0)	F(1)cos ϕ	F(1)sen ϕ	M(0)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.000227	292	16500	16500	3.749	4817999.9
$\Delta M(1)$	$\Delta F(1)sen$	$\phi(M(1))$	$\phi(F(1)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
0.221652	0.00152	0.0001131	5.82884E-07		0.0001137

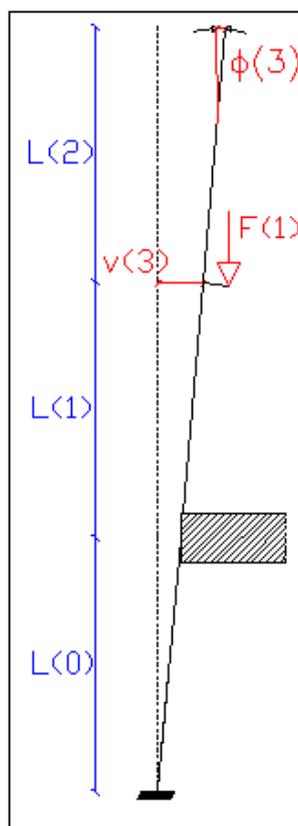
Tab3.40 Calcolo Step 1.2.

Fase 2.1

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.41 Caratteristiche Colonna 2.1.



Per il secondo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(3) = \frac{F e \cos(\varphi(1) + \varphi(2))L(1)^2}{2E(1)I(1)} + \frac{F (\varphi(1) + \varphi(2))L(1)^3}{3E(1)I(1)} +$$

$$\varphi(3) = \frac{F e \cos(\varphi(1) + \varphi(2))L(1)}{E(1)I(1)} + \frac{F (\varphi(1) + \varphi(2))L(1)^2}{2E(1)I(1)}$$

Spostamento del terzo piano:

$$v(3.1) = v(3) + \varphi(3)L(2)$$

La forza che la trave esercita sulla mensola (F) è pari alla metà del suo peso; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Trave in Appoggio			
L [m]	Acls [mmq]	As [mmq]	Peso Lineare [KN/m]
11	200000	9742.64	5.75

STEP2,1					
POSIZIONAMENTO TRAVI SECONDO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	F(1)	F(1)cos ϕ	F(1)sen ϕ	M(1)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.00083	223	9363.28	9363.277	7.729	2088010.7
$\Delta M(1)$	$\Delta F(1)sen$	$\phi(M(1))$	$\phi(F(1)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
0.12578	0.001217	6.417E-05	4.6556E-07		6.464E-05

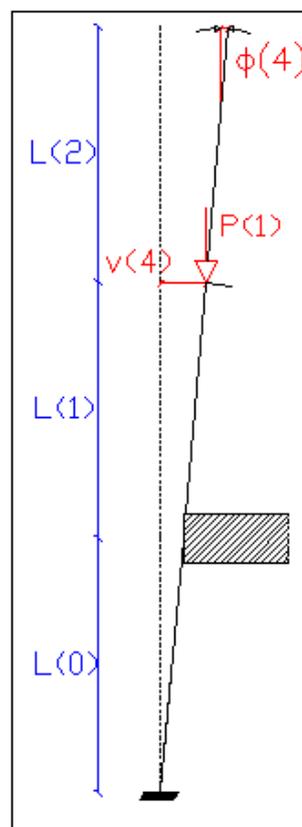
Tab3.42 Calcolo Step 2.1.

Fase 2.2

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Solo Acciaio	200000	4.78E+08
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.43 Caratteristiche Colonna 2.2.



Per il secondo piano spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(4) = \frac{P \cos(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)^2}{2E(1)I(1)} + \frac{P(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)^3}{3E(1)I(1)} +$$

$$\varphi(4) = \frac{P \cos(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)}{E(1)I(1)} + \frac{F(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3))L(1)^2}{2E(1)I(1)}$$

Spostamento del terzo piano:

$$v(3.2) = v(4) + \varphi(4)L(2)$$

Come per il piano precedente la forza che il solaio esercita sul pilastro ha una inclinazione pari a $\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3)$ ed intensità proporzionale all'area di influenza del solaio; in riferimento alle geometrie prima presentate possiamo calcolare:

Peso Getto	
Li [m]	5.5
bi [m]	2
h [m]	0.3
W [KN]	25

Tab3.44 Calcolo Peso Getto.

In questa direzione, a differenza della direzione X, il peso del solaio verrà preso solo al 20% poiché le lastre del solaio alveolare poggiano sulle travi in direzione X. Tale assunzione è cautelativa e a favore di sicurezza pur non avendo un equivalente specifico in normativa.

STEP2,2					
GETTO SECONDO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	F(1)	F(1)cos ϕ	F(1)sen ϕ	M(1)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.000586	223	16500	16499.997	9.676	3679499.4
$\Delta M(1)$	$\Delta F(1)sen$	$\phi(M(1))$	$\phi(F(1)sen)$	$\phi(TOT)$	
mm	mm	deg	deg	deg	
0.221652	0.00152	0.0001131	5.82884E-07	0.0001137	

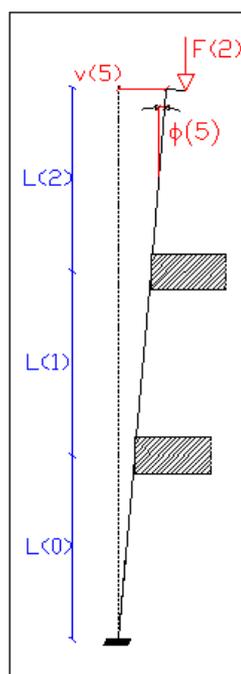
Tab3.45 Calcolo Step 2.2.

Fase 3.1

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm ⁴
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.46 Caratteristiche Colonna 3.1



Per il terzo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(5) = \frac{F \cos(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4))L(2)^2}{2E(2)I(2)} + \frac{F(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4))L(2)^3}{3E(2)I(2)} +$$

$$\varphi(5) = \frac{F e \cos(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4))L(2)}{E(2)I(2)} + \frac{F(\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4))L(2)^2}{2E(2)I(2)}$$

La forza (denominata il precedenza F) che la trave esercita sulla mensola è pari alla metà del suo peso; in riferimento alle sezioni prima presentate possiamo calcolare:

Peso Trave in Appoggio					
L [m]	Acls [mmq]	As [mmq]	Peso Lineare [KN/m]		
11	170000	9742.64	5.01		
STEP3,1					
POSIZIONAMENTO TRAVI TERZO IMPALCATO					
φ(n-1)	e	F(2)	F(1)cosφ	F(1)senφ	M(2)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.0007	223	27554.593	27554.586	19.290957	6144672.6
ΔM(2)	ΔF(2)sen	φ(M(2))	φ(F(2)sen)		φ(TOT)
mm	mm	deg	deg		deg
0.370153	0.0030369	0.0001889	1.16208E-06		0.00019

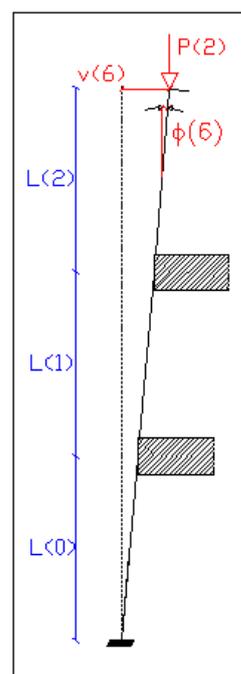
Tab3.47 Calcolo Step 3.1.

Fase 3.2

Geometria e materiali ipotizzati per la colonna:

L(2)	Materiale	E(2)	I(2)
mm	Sezione	Mpa	mm^4
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(1)	Materiale	E(1)	I(1)
mm	Sezione	Mpa	mm^4
3920	Mista	30960	4.12E+09
L(0)	Materiale	E(0)	I(0)
mm	Sezione	Mpa	mm^4
4610	Mista	30960	5.08E+09

Tab3.48 Caratteristiche Colonna 3.2.



Per il terzo piano lo spostamento e la rotazione si ottiene con le seguenti relazioni

$$v(6) = \frac{P \cos(\sum \varphi(i))L(2)^2}{2E(2)I(2)} + \frac{P(\sum \varphi(i))L(2)^3}{3E(2)I(2)}$$

$$\varphi(6) = \frac{P \cos(\sum \varphi(i))L(2)}{E(2)I(2)} + \frac{P(\sum \varphi(i))L(2)^2}{2E(2)I(2)}$$

Come per il piano precedente la forza che il solaio esercita sul pilastro ha una inclinazione pari a $\varphi(1) + \varphi(2) + \varphi(3) + \varphi(4) + \varphi(5)$ ed intensità proporzionale all'area di influenza del solaio; in riferimento alle geometrie prima presentate possiamo calcolare:

Peso Getto	
Li [m]	5.5
bi [m]	2
h [m]	0.3
W [KN]	25

Tab3.49 Calcolo Peso Getto.

In questa direzione, a differenza della direzione X, il peso del solaio verrà preso solo al 20% poiché le lastre del solaio alveolare poggiano sulle travi in direzione X. Tale assunzione è cautelativa e a favore di sicurezza pur non avendo un equivalente specifico in normativa.

STEP3,2					
GETTO TERZO IMPALCATO					
$\phi(n-1)$	e	F(2)	F(1)cos ϕ	F(1)sen ϕ	M(2)
deg	mm	N	N	N	Nmm
0.00089	223	16500	16499.993	14.686898	3679498.5
$\Delta M(2)$	$\Delta F(2)sen$	$\phi(M(2))$	$\phi(F(2)sen)$		$\phi(TOT)$
mm	mm	deg	deg		deg
0.221652	0.00231	0.0001131	8.84734E-07		0.000114

Tab3.49 Calcolo Step 3.2.

Sommando i contributi di spostamento relativi ad ogni step di carico, piano per piano, si ottengono i valori finali. Il primo piano subirà spostamenti (per ipotesi) fino a che non verrà realizzato il piano rigido con l'indurimento del getto.

Le componenti di spostamenti che entrano in gioco sono quindi $v(1)$ e $v(2)$ per il primo piano, mentre per i successivi piani è necessario moltiplicare la rotazione puntuale dovuta alla forza concentrata non baricentrica con la distanza interpiano. Nello specifico avremmo per il secondo piano $v(1.1)+v(2.1)$ e per il terzo piano $v(1.2)+v(2.2)$ (il significato dei simboli è da ricercarsi nelle pagine precedenti). Il secondo piano partirà di base da uno spostamento pari a quello calcolato in precedenza, a cui verranno a sommarsi le componenti relative al secondo impalcato come $v(3)$ e $v(4)$; l'ultimo piano di conseguenza subirà uno spostamento pari alla somma dei contributi dovuti a $v(3.1)$, $v(4.1)$, $v(1.2)$ e $v(2.2)$.

Per concludere, l'ultimo impalcato, con i precedenti solai riconducibili all'ipotesi di piano rigido, subirà degli ulteriori spostamenti denominati $v(5)$ e $v(6)$. Tali componenti vanno a sommarsi alle precedenti definendo quindi la mancanza di verticalità finale della colonna d'angolo.

POS.	PARAMETRI	STEP	
		1.1	1.2
Piano1	Spostamento [mm]	0.524	0.850
	Rotazione [deg]	2.272E-04	3.686E-04
Piano2	Spostamento [mm]	1.415	2.295
	Rotazione [deg]	2.272E-04	3.686E-04
Piano3	Spostamento [mm]	2.305	3.740
	Rotazione [deg]	2.272E-04	3.686E-04

POS.	PARAMETRI	STEP	
		2.1	2.2
Piano1	Spostamento [mm]	\	\
	Rotazione [deg]	\	\
Piano2	Spostamento [mm]	2.722	2.945
	Rotazione [deg]	5.864E-04	7.001E-04
Piano3	Spostamento [mm]	5.021	5.690
	Rotazione [deg]	5.864E-04	7.001E-04

POS.	PARAMETRI	STEP	
		3.1	3.2
Piano1	Spostamento [mm]	\	\
	Rotazione [deg]	\	\
Piano2	Spostamento [mm]	\	\
	Rotazione [deg]	\	\
Piano3	Spostamento [mm]	6.063	6.287
	Rotazione [deg]	8.901E-04	1.004E-03

Tab3.50 Spostamenti Analitici Totali dir. Y.

La trattazione della stima analitica delle eccentricità dovute alla fase di montaggio è così conclusa in entrambe le direzioni. Nel prossimo paragrafo si vogliono stimare numericamente le stesse eccentricità attraverso l'utilizzo di un programma agli elementi finiti.

3.3.1.2.Sima Numerica Eccentricità

Ricavati i valori analitici degli spostamenti per effetto delle fasi di costruzione della struttura, è interessante creare un modello numerico che permetta di verificare le stime fatte nel capitolo precedente.

Per fare ciò si ricorre all'analisi agli elementi finiti (FEM). Tale analisi non è altro che una tecnica di simulazione a computer usata nelle analisi ingegneristiche. La simulazione utilizza il Metodo degli elementi finiti, il cui obiettivo è essenzialmente la risoluzione in forma discreta e approssimata di generali sistemi di equazioni alle derivate parziali.

Per validare i valori numerico - analitici i modelli che verranno definiti devono avere alla base le stesse ipotesi utilizzate in precedenza. Procediamo ora con il descrivere le fasi di *Pre-Processione* (dove è costruito il modello ad elementi finiti), *Processione* (la risoluzione vera e propria del problema agli elementi finiti) e *Post-Processione* (dove viene elaborata e rappresentata la soluzione) in modo da descrivere in maniera accurata i modelli.

Pre-Processione:

<i>Scelta del tipo di analisi da effettuare</i>	Analisi Lineare Statica e CSA (Construction Satge Analysis)
<i>Scelta del tipo di elementi finiti</i>	Elementi lineari di tipo Beam
<i>Definizione dei parametri che caratterizzano il comportamento costitutivo dei materiali</i>	Tutte le strutture miste vengono ridotta a sezioni omogenee costituite (a seconda dei casi) da Acciaio S355 o CLS C32/40. Le proprietà dei materiali possono variare da uno stage costruttivo al successivo
<i>Definizione del reticolo di nodi del problema discreto</i>	In conformità con le tavole del progetto
<i>Costruzione della discretizzazione ad elementi finiti assegnando per ognuno i nodi a cui essi fanno riferimento</i>	In conformità con le tavole del progetto
<i>Applicazione delle condizioni di vincolo e di carico</i>	In conformità con le tavole e i dati del progetto

Processione:

il modello della struttura (costituito con le direttrici prima descritte) viene risolto dal calcolatore. Essendo formato da elementi beam la soluzione sarà esatta poiché le funzioni di forma dell'elemento utilizzato riescono a descrivere in maniera esatte il comportamento della struttura. L'analisi Lineare Statica prenderà in considerazione la struttura finale (ultimate le fasi

di costruzione) caricata dalle forze statiche posizionate sulla struttura e combinate opportunamente in funzione alla loro "natura", cioè se di tipo Permanente o Accidentale.

Nell'analisi CSA invece è possibile ricostruire le fasi di costruzione della struttura, facendo variare fase per fase le componenti strutturali da considerare nel calcolo, le condizioni di vincolo interne ed esterne, le proprietà delle sezioni e ovviamente i carichi. Tale funzione è messa a disposizione da un particolare programma FEM, *Midas GEN* (messo a disposizione in questa tesi da *CSPFea*), che sarà quindi utilizzato per questa particolare analisi.

Post-Processione:

Risolto il problema numerico attraverso il calcolatore, il programma restituisce gli spostamenti nodali del modello. La post processione, in funzione del legame costitutivo del materiale e della geometria, estenderà poi il risultato anche in termini di deformazioni e sollecitazioni.

Nel caso della nostra analisi ci concentreremo in primis sugli spostamenti in modo da avere un confronto con i risultati numerici ricavati nel capitolo precedente.

Ricordiamo che, come già fatto notare nel capitolo precedente, le ipotesi semplificative del problema permettono (per la colonna d'angolo) di considerare solo il telaio in direzione X per la stima degli spostamenti in quella direzione e solo il telaio in direzione Y per gli spostamenti nell'altra direzione.

Alla luce di ciò i modelli che verranno creati sono modelli di telai bidimensionali (2D) e solo alla fine per completezza e controllo verrà creato un modello 3D.

Creazione del modello per la CSA (Construction Stage Analysis)

Nel seguente paragrafo si vuole descrivere passo per passo la creazione del modello per la CSA utilizzando il software *Midas GEN*. La descrizione del processo di creazione del modello permette di fare considerazioni utili alla comprensione delle ipotesi che stanno alla base del problema.

La modellazione della struttura in generale procede come in tutti i programmi agli elementi finiti. In funzione alla geometria della struttura vengono definite la posizione dei vari nodi e la proprietà dei materiali.

Per decidere e descrivere le fasi di costruzione bisognerà inizialmente dividere elementi strutturali, condizioni di vincolo e carichi in gruppi distinti.

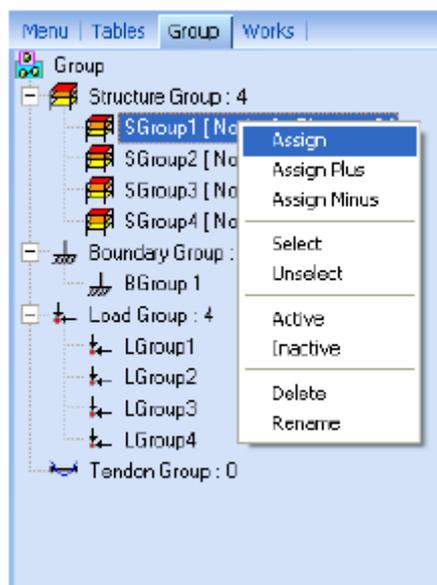


Fig3.54 Menù Gruppi MIDAS Gen.

Nel nostro caso i gruppi della struttura (Structure Group) saranno divisi nel seguente modo:

SGruppo1: verranno incluse le colonne di tutti i piani fino alla copertura.

SGruppo2: ne fanno parte le travi del primo piano della struttura.

SGruppo3: ne fanno parte le travi del secondo piano della struttura.

SGruppo4: ne fanno parte le travi del terzo piano della struttura.

I gruppi delle condizioni di vincolo (Boundary Group) sono i seguenti:

BGruppo1: incastro al piede di tutte le colonne che fanno parte del modello.

BGruppo2: cerniera rotazionale all'estremità di ogni trave che forma l'impalcato del primo piano nel modello ed end release traslazionale lungo l'asse dell'elemento (serve a modellare l'appoggio semplice della trave prima che il getto di completamento crei il piano rigido; in questa fase infatti la trave, trovandosi in appoggio semplice con le colonne, non trasmette momento flettente alla colonna attraverso il nodo).

BGruppo3: cerniera rotazionale e release traslazionale lungo l'asse all'estremità di ogni trave che forma l'impalcato del secondo piano nel modello.

BGruppo4: cerniera rotazionale e release traslazionale lungo l'asse all'estremità di ogni trave che forma l'impalcato del terzo piano nel modello.

I gruppi dei carichi (Load Group) infine sono composte in questa maniera:

LGruppo1: comprende il peso proprio della struttura in ogni sua parte.

LGruppo2: comprende il carico trasmesso dal solaio del primo piano alle stesse travi.

L'intensità del carico varia in funzione all'orientamento del solaio.

LGruppo3: comprende il carico trasmesso dal solaio del secondo piano alle stesse travi.

L'intensità del carico varia in funzione all'orientamento del solaio.

LGruppo4: comprende il carico trasmesso dal solaio del terzo piano alle stesse travi.

L'intensità del carico varia in funzione all'orientamento del solaio.

Definiti i gruppi come sopra descritto il passo successivo è comporre gli stage costruttivi attraverso la funzione *Define Construction Stage*. Gli stage si seguiranno in stretto ordine di tempo. Il programma non fa altro che effettuare una semplice analisi statica lineare per ogni stage; la particolarità sta nel fatto che l'analisi di un singolo stage parte dai risultati numerici (in termini di spostamento e sollecitazione) dello step precedente, permettendo quindi di analizzare come la singola fase costruttiva agisce sulla struttura complessiva.

L'interfaccia che permette di fissare le fasi costruttive è la seguente:

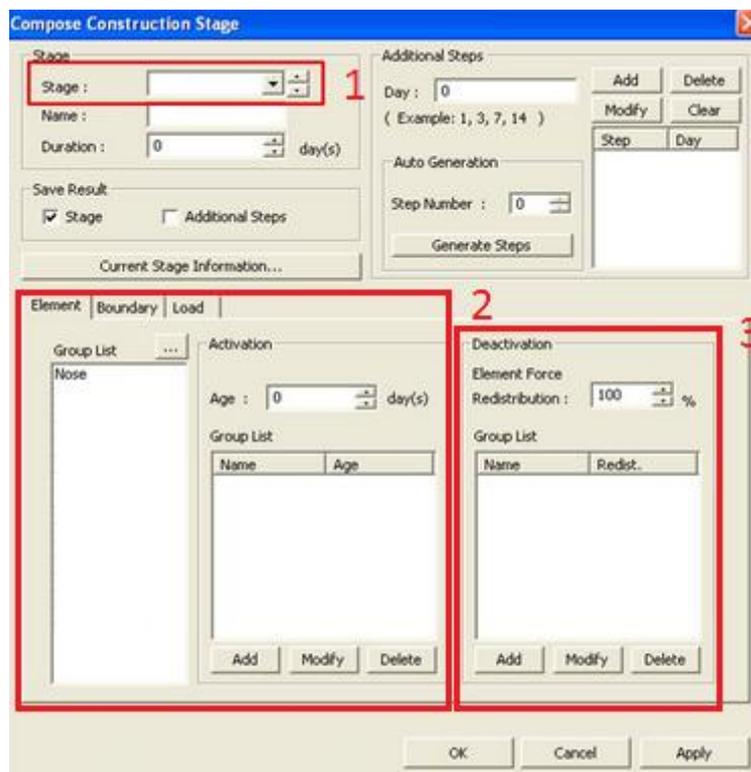


Fig3.55 Definizione degli Step.

- Nella zona delimitata da riquadro 1 è possibile selezionare e nominare i vari step costruttivi (indicando anche la durata di ciascun step nel caso si imposti una analisi dipendente dal tempo).
- Nella zona 2, per ogni step è possibile selezionare quali dei gruppi precedente creati (sia che si tratti di SGroup, di BGroup o di LGroup) compaiono e sono attivi nella sopracitata fase.

- Nella zona 3 infine, per ogni step è possibile selezionare quali dei gruppi precedente creati e selezionati (sia che si tratti di SGroup, di BGroup o di LGroup) devono essere eliminati ed esclusi nella sopracitata fase.

Presentiamo quindi le fasi di costruzione evidenziando i gruppi attivi in ogni step.

Partendo dal telaio bidimensionale in direzione X abbiamo:

Stage0

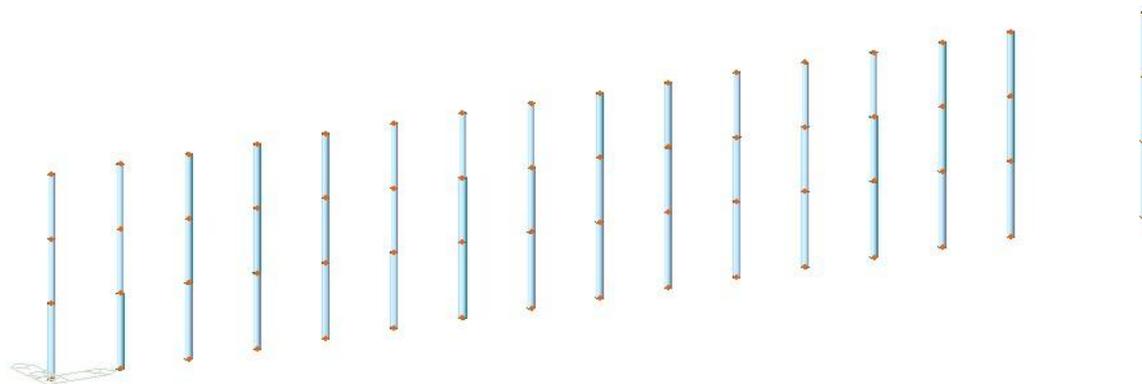


Fig3.56 Colonne.

Gruppi Attivi: SG1, BG1 e LG1;

Nel primo stage sono presenti tutte le colonne della struttura, incastrate al piede e schematizzate con una sezione mista omogeneizzata all'acciaio poiché non è stato ancora effettuato il getto di completamento. Questo stage schematizza alla perfezione la posa dei pilastri utilizzati nella struttura (PDTI®) che infatti arrivano composti della sola parte in acciaio (camicia esterna e armatura interna) pronti per essere semplicemente fissati alla base sulle apposite piastre annegate nella fondazione. Gli unici carichi presenti in questa fase sono i pesi propri delle colonne.

Stage1.1

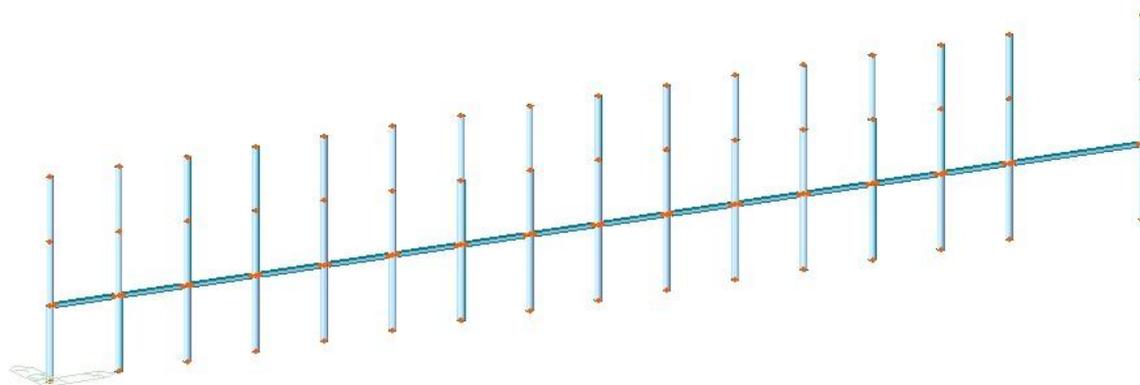


Fig3.57 Travi P1.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, BG1, BG2 e LG1;

Il questo stage, al precedente, viene aggiunto il primo impalcato formato dalle sue travi in semplice appoggio (quindi si spiega la presenza del BG2 per simulare l'appoggio semplice della trave). La sezione della trave al primo piano è diventata omogeneizzata al calcestruzzo poiché si suppone che la colonna venga riempita fino al primo livello di cls.

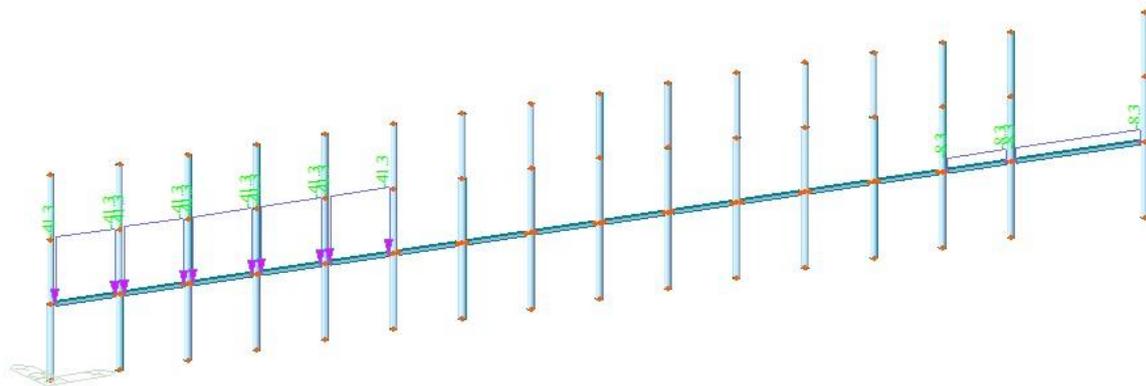
Stage1.2

Fig3.58 Solaio P1.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, BG1, LG1 e LG2; Gruppi Eliminati: BG2;

In analogia con la fase utilizzata per il calcolo analitico vengono introdotti i carichi dovuti al solaio. Di conseguenza vengono eliminate le cerniere all'estremità delle travi poiché è stato effettuato il getto del solaio al primo livello e il piano si può quindi considerare rigido.

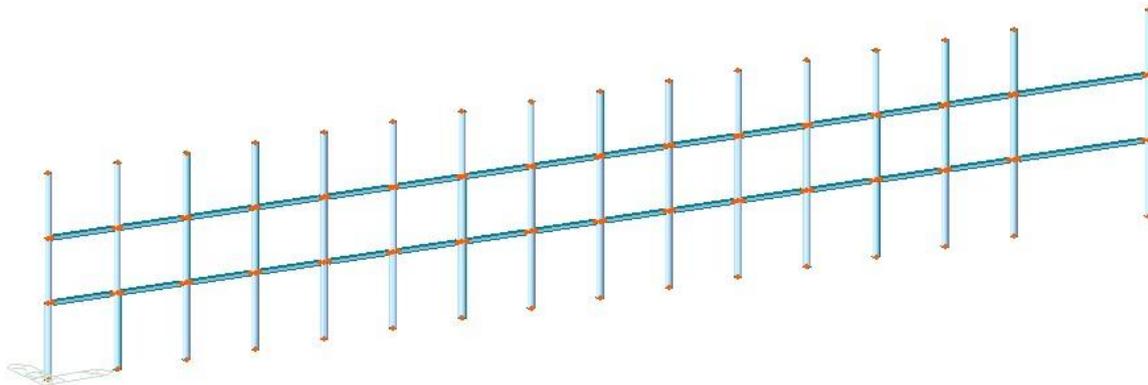
Stage2.1

Fig3.59 Travi P2.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, BG1, BG3, LG1 e LG2;

All'inserimento nel modello del secondo impalcato deve coincidere l'attivazione del gruppo BG3 che attiva le cerniere rotazionali all'estremità delle travi del secondo livello. Rimane sempre attivo il Load Group relativo al peso proprio della struttura e quello relativo al carico del solaio precedente.

Stage2.2

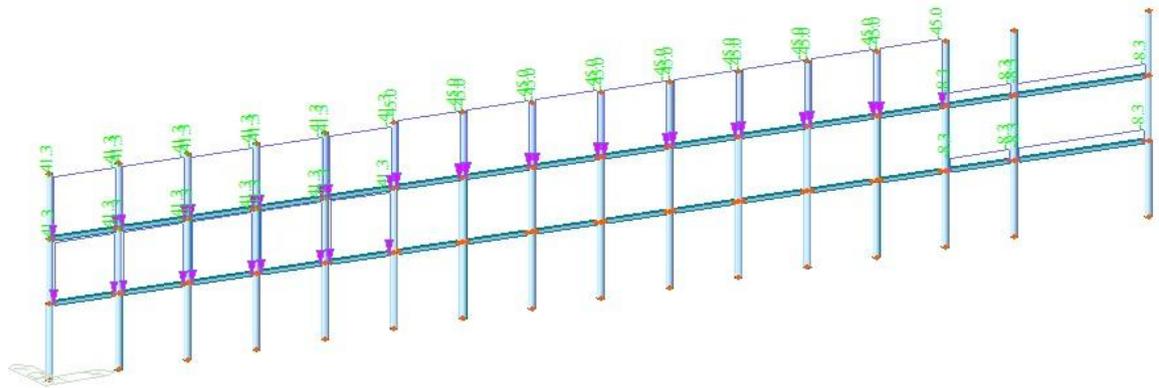


Fig3.60 Solaio P2.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, BG1, LG1, LG2 e LG3; Gruppi Eliminati: BG3;

Si ripete quanto successo per l'impalcato precedente.

Stage3.1

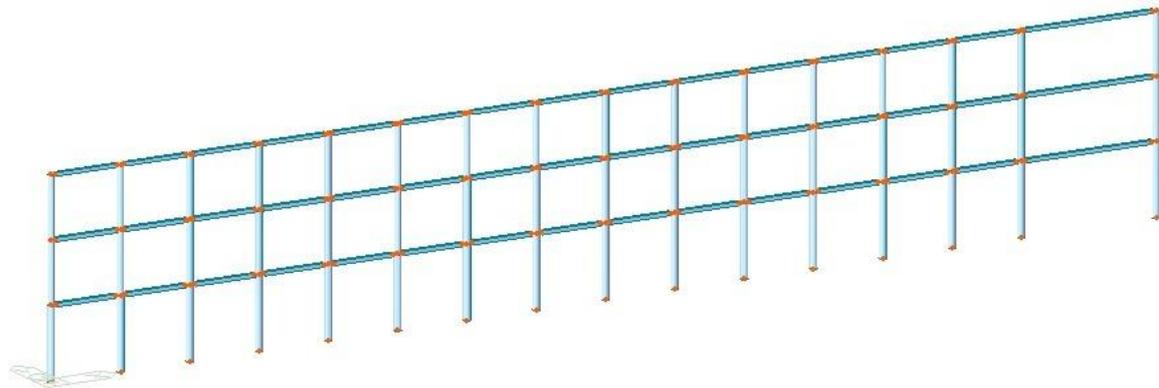


Fig3.61 Travi P3.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, SG4, BG1, BG4, LG1, LG2 e LG3;

Stage3.2

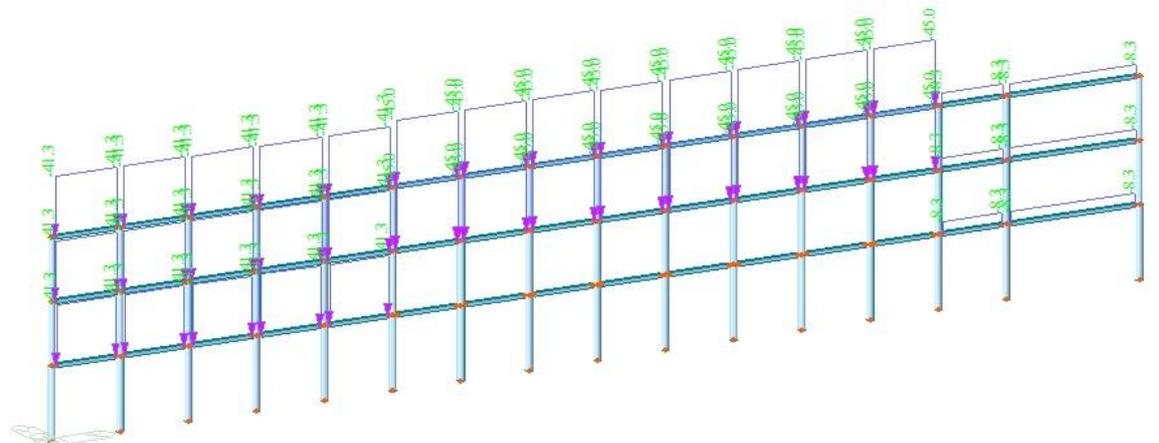


Fig3.62 Solaio P3.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, SG4, BG1, LG1, LG2, LG3 e LG4; Gruppi Eliminati: BG4;

Concluso questo step costruttivo la struttura ha le sembianze finali di un telaio classico caricato dal peso proprio e dal carico permanente derivante dal solaio.

In analogia con quanto dello per il telaio in direzione X, nella direzione ortogonale avremmo:

Stage0

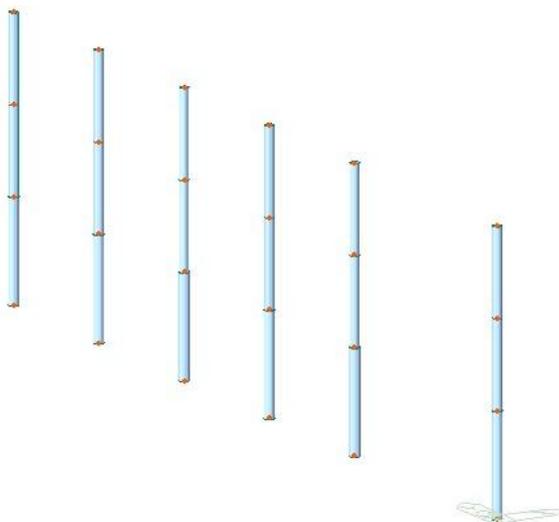


Fig3.63 Colonne.

Gruppi Attivi: SG1, BG1 e LG1;

Nel primo stage sono presenti tutte le colonne della struttura, incastrate al piede e schematizzate con una sezione mista omogeneizzata all'acciaio poiché non è stato ancora effettuato il getto di completamento. Questo stage schematizza alla perfezione la posa dei pilastri utilizzati nella struttura (PDTI®) che infatti arrivano composti della sola parte in acciaio (camicia esterna e armatura interna) pronti per essere semplicemente fissati alla base sulle apposite piastre annegate nella fondazione. Gli unici carichi presenti in questa fase sono i pesi propri delle colonne.

Stage1.1

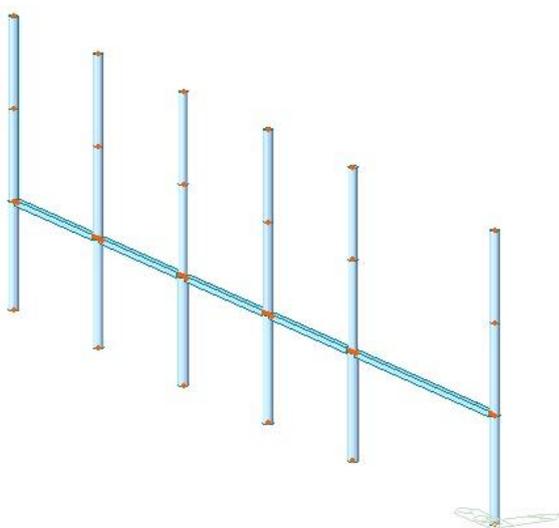


Fig3.64 Travi P1.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, BG1 ,BG2 e LG1;

Il questo stage, al precedente, viene aggiunto il primo impalcato formato dalle sue travi in semplice appoggio (quindi si spiega la presenza del BG2 per simulare l'appoggio semplice della trave). La sezione della trave al primo piano è diventata omogeneizzata al calcestruzzo poiché si suppone che la colonna venga riempita fino al primo livello di cls.

Stage1.2

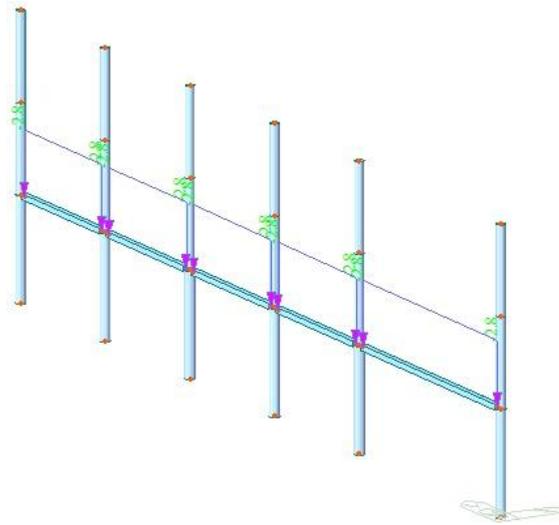


Fig3.65 Solaio P1.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, BG1, LG1 e LG2; Gruppi Eliminati: BG2;

In analogia con la fase utilizzata per il calcolo analitico vengono introdotti i carichi dovuti al solaio. Di conseguenza vengono eliminate le cerniere all'estremità delle travi poiché è stato effettuato il getto del solaio al primo livello e il piano si può quindi considerare rigido.

Stage2.1

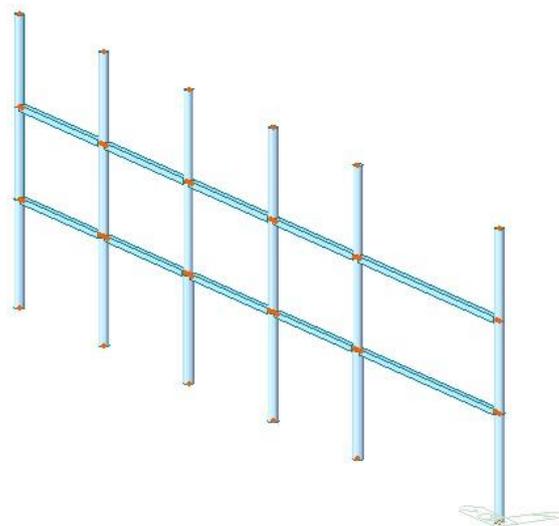


Fig3.66 Travi P2.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, BG1, BG3 , LG1 e LG2;

All'inserimento nel modello del secondo impalcato deve coincidere l'attivazione del gruppo BG3 che attiva le cerniere rotazionali all'estremità delle travi del secondo livello. Rimane sempre attivo il Load Group relativo al peso proprio della struttura e quello relativo al carico del solaio precedente.

Stage2.2

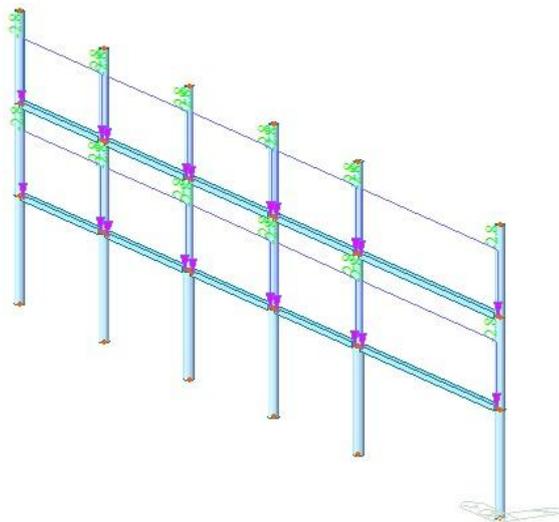


Fig3.67 Solaio P2.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, BG1, LG1, LG2 e LG3; Gruppi Eliminati: BG3;

Si ripete quanto successo per l'impalcato precedente.

Stage3.1

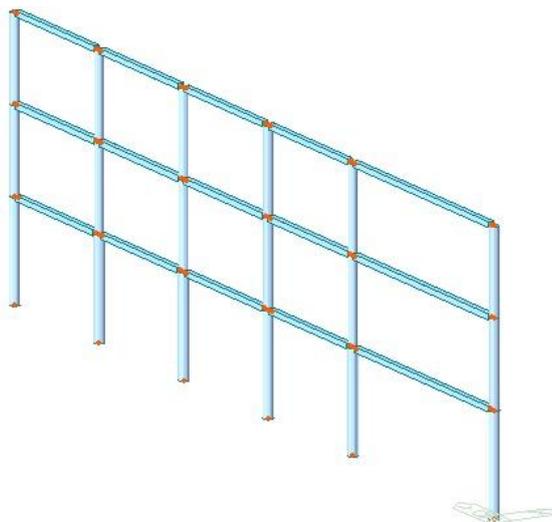


Fig3.68 Travi P3.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, SG4, BG1, BG4, LG1, LG2 e LG3;

Stage3.2

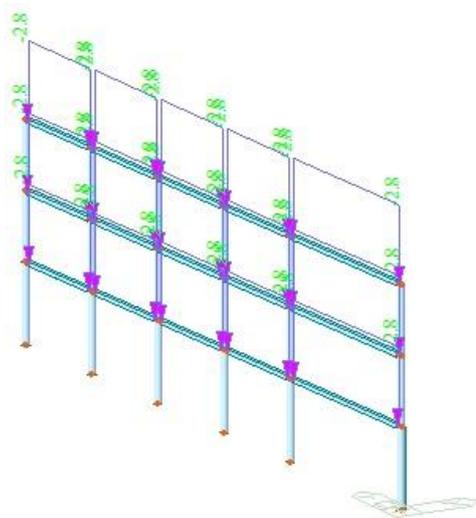


Fig3.70 Solaio P3.

Gruppi Attivi: SG1, SG2, SG3, SG4, BG1, LG1, LG2, LG3 e LG4; Gruppi Eliminati: BG4;

Concluso questo step costruttivo, anche in questa direzione, la struttura ha le sembianze finali di un telaio classico caricato dal peso proprio e dal carico permanente derivante dal solaio.

Per completezza ed avere la possibilità di confronti tra differenti modelli numerici viene presentato anche il modello 3D delle fasi costruttive.

A differenza del modello 2D il numero di nodi e elementi (quindi di conseguenza anche di proprietà degli elementi) è notevolmente aumentato. Il modello è molto più complesso ma la sostanza non cambia di molto.

L'unica sostanziale differenza si trova nei Boundary Group BG2, BG3 e BG4: le cerniere rotazionali che vengono inserite nel modello 3D (a differenza di ciò che avveniva prima) non possono permettere tutte le rotazioni, ma deve essere lasciata bloccata la rotazione torsionale intorno all'asse della trave. Tale variazione è dovuta al particolare dell'appoggio della trave sull'apposita mensola del pilastro. Essendo l'appoggio dello zoccolo della trave distribuito in tutta la larghezza di essa non si può escludere che parte del momento torcente della trave venga trasferito alla colonna diventando così momento flettente nella direzione ortogonale alla trave considerata; in più (per evitare lo sfimamento e il ribaltamento delle travi) possono essere predisposti dei ferri verticali sui quali viene fissata la trave già in prima fase.

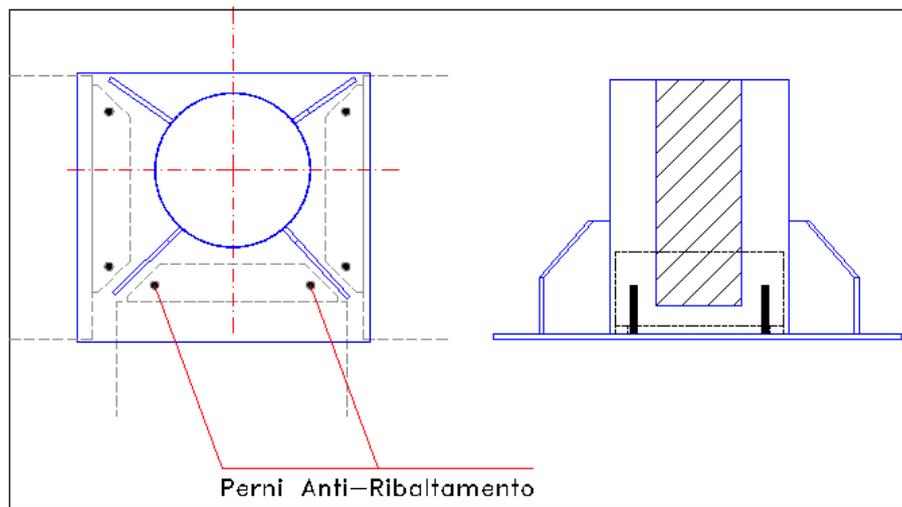


Fig3.71 Particolare Blocco Trave.

In linea teorica proprio questo momento torcente dovrebbe far aumentare la freccia della colonna, e sarà proprio grazie al modello 3D che vorremmo capire di quanto varia lo spostamento per via della componente torcente che fino ad ora non era stata considerata.

I modelli 3D si presentano in questa maniera per ogni impalcato:

Primo Impalcato

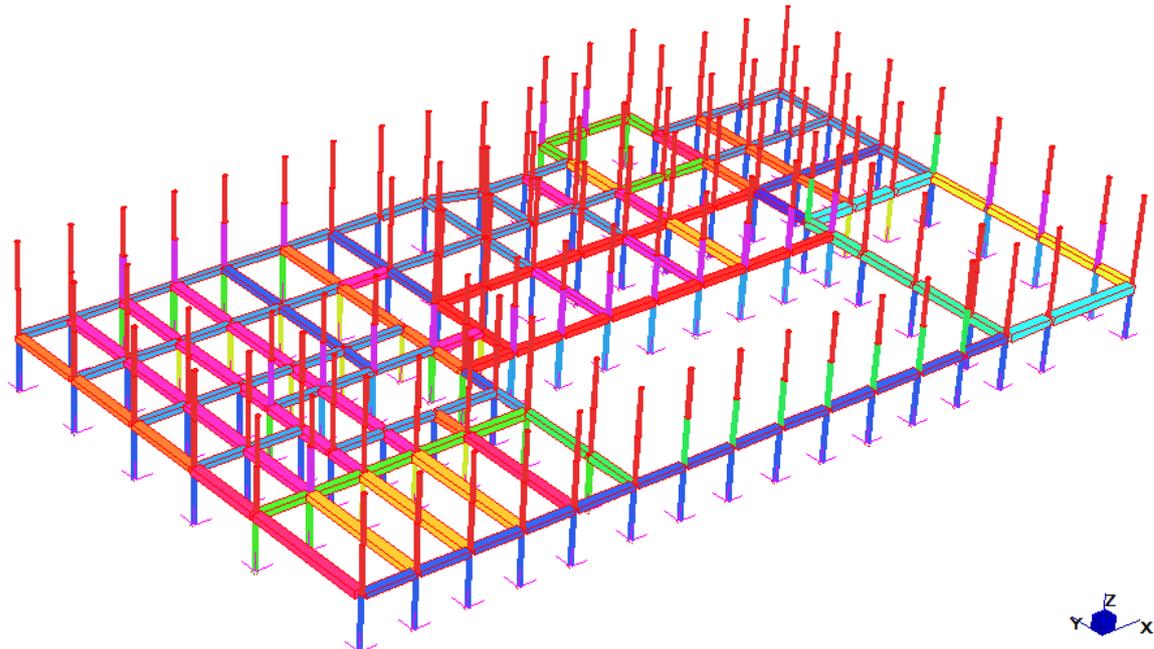


Fig3.72 Primo Impalcato.

Secondo Impalcato

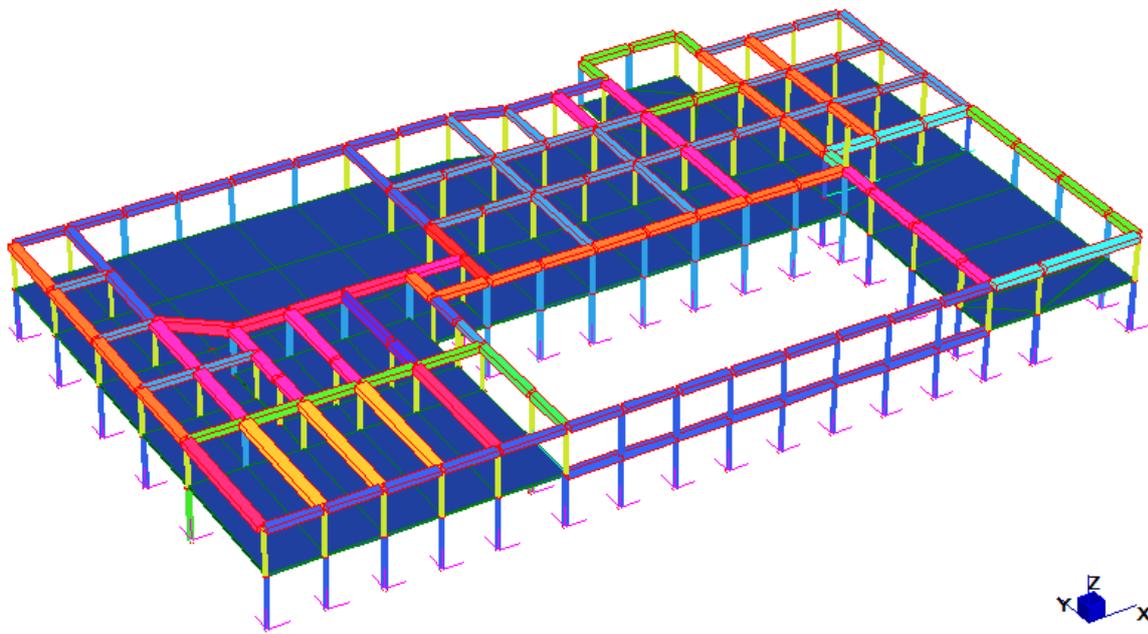


Fig3.73 Secondo Impalcato.

Terzo Impalcato

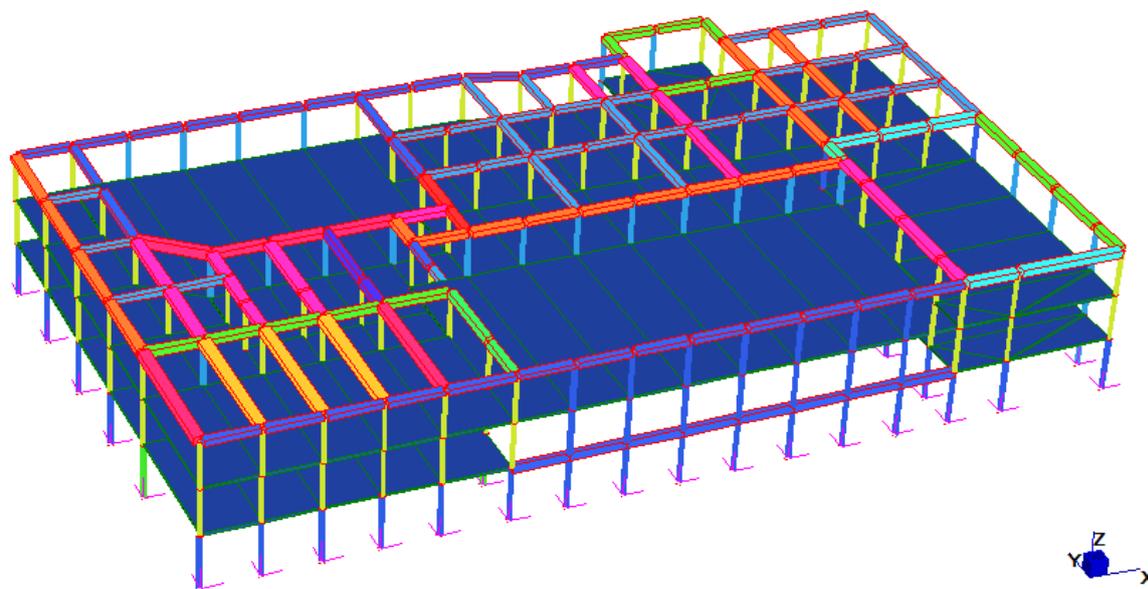


Fig3.74 Terzo Impalcato.

Risultati Numerici

Si riportano in seguito i risultati numerici ricavati dai modelli sopra descritti.

Come per la stima analitica, i dati che ci interessano sono gli spostamenti (nel piano X-Y) dei vari livelli della colonna PDTI® al susseguirsi delle fasi di montaggio. Nel caso dei modelli 2D, poiché le ipotesi coincidono alla perfezione col caso numerico, ci aspettiamo che i risultati coincidano; mentre nel modello 3D potrà esserci una leggera differenza tra i risultati, proporzionale all'entità del momento torcente sulla trave che poggia nel nodo.

I dati in seguito riportati si riferiscono, come in precedenza, alla colonna d'angolo nel capitolo precedente identificata come la più "stressata" in termini di spostamenti.

Per la direzione X i risultati numerici sono i seguenti:

Step	Modello 2D	Modello 3D
	[mm]	[mm]
1.1	0.173	0.173
1.2	1.766	1.766
2.1	4.936	4.935
2.2	6.434	6.433
3.1	12.423	12.42
3.2	13.987	13.985

Nella tabella ad ogni step di montaggio vengono riportati gli spostamenti nella direzione sopra indicata. Si ricorda che il piano viene considerato come rigido solo a solaio ultimato.

I risultati evidenziano come, in questa direzione, non vi siano differenze tra il modello piano e quello tridimensionale; sembrerebbe quindi che la componente torsionale dovuta alle travi che han direzione dell'asse parallelo a Y non sia rilevante in termini di spostamento nella direzione ad essa ortogonale. Tale fenomeno potrebbe essere dovuto al fatto che le travi in direzione Y, non avendo il solaio che poggia su di esse, non sono sollecitate da un grande momento torcente. Se ciò fosse vero nell'altra direzione si dovrebbero vedere differenze negli spostamenti, poiché la torsione nelle travi in direzione X è molto maggiore visto che su di esse poggiano i solai.

Nella direzione Y i risultati sono i seguenti:

Step	Modello 2D	Modello 3D
	[mm]	[mm]
1.1	0.462	0.615
1.2	0.743	0.998
2.1	2.568	3.507
2.2	2.855	3.962
3.1	6.034	8.676
3.2	6.331	9.211

Nella tabella ad ogni step di montaggio vengono riportati gli spostamenti nella direzione sopra indicata. Si ricorda che il piano viene considerato come rigido solo a solaio ultimato.

In questa direzione si notano differenze di risultato tra il modello 2D e quello 3D. la torsione inserisce una componente in più agli spostamenti, facendo "nascere" differenze sostanziali. Per avere una stima dei momenti torcenti sulle singole travi si rimanda al capitolo relativo al Ribaltamento; a questo punto della trattazione si fa notare come ci sia una relazione tra momento torcente e spostamento sul piano ortogonale, precisando che, in ogni caso, la componente aggiuntiva può essere di certo trascurata almeno per i primi 2 impalcati (trattandosi infatti di un incremento di spostamento di frazioni di millimetri).

3.3.1.3. Approccio da Normativa

Per ultimo si vuole stimare gli spostamenti seguendo le linee guida della normativa.

L'approccio normativo è stato abbondantemente esposto nel capitolo iniziale della tesi; quello che ora si vuol fare è applicare le linee guida della normativa al caso applicativo.

Le imperfezioni che ci interessano sono quelle relative alla progressiva perdita di verticalità delle colonne al procedere del montaggio della struttura.

Trattandosi di una sezione mista, la rispettiva norma prevede l'applicazione in primis dell'EC2; per stimare l'inclinazione laterale iniziale la formula è la seguente:

$$\phi = K_c K_s \phi_0$$

Come fatto in precedenza, il calcolo dello spostamento nelle due direzioni della colonna d'angolo viene stimato considerando esclusivamente la struttura bidimensionale nella direzione considerata. Per il telaio lungo X abbiamo:

	Nc	Ns	Kc	Ks	Φ [rad]
Telaio Direzione X	16	3	0.75	0.73	0.002739

Tab3.51 Calcolo Parametri Normativa dir. X..

Dove: Nc è il numero di colonne, Ns è il numero di piani e i coefficienti denominati K si calcolano attraverso le seguenti relazioni:

$$K_c = \left[0.5 + \frac{1}{n_c} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ con limitazione } K_c \leq 1$$

$$K_s = \left[0.2 + \frac{1}{n_s} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ con limitazione a } K_s \leq 1$$

L'inclinazione della struttura (in direzione X) è presto ricavata ed a partire da essa è possibile valutare le eccentricità.

In direzione Y invece la situazione è la seguente:

	Nc	Ns	Kc	Ks	Φ [rad]
Telaio Direzione Y	6	3	0.816497	0.73	0.002981

Tab3.52 Calcolo Parametri Normativa dir. Y.

Con il significato dei simboli analogo al precedente caso.

Quello che si vuole confrontare tuttavia è lo spostamento, non l'inclinazione. La differenza è sostanziale poiché entra in gioco anche lo sforzo normale sulle colonne (per effetto dei carichi) e l'inerzia della sezione stessa.

Sempre riferendosi all'Eurocodice3, è proposta una trattazione semplificata che sostituisce all'inclinazioni delle forze orizzontali distribuite nei piani. Tali forze si ricavano semplicemente dal rapporto tra l'inclinazione prima calcolata e il carico normale agente sulla colonna:

$$H = \phi N_{sd}$$

Le componenti dello sforzo normale sulla colonna sono i carichi che gravano su di essa a montaggio completato: il peso del solaio realizzato, il peso delle travi che poggiano sulla colonna e il peso stesso della colonna. Per la colonna d'angolo considerata nei calcoli precedenti questi valori sono pari a:

Componenti Nsd		
Reazione del Solaio	82.5	KN
Peso Pilastrini Primo Piano	22.88	KN
Peso Pilastrini 2/3 Piano	15.38	KN
Peso Travi 1 Piano	35.524	KN
Peso Travi 2 Piano	41.043	KN
Peso Travi 3 Piano	35.217	KN

Tab3.53 Stima Nsd.

Come prescritto dall'Eurocodice2 nel capitolo §5.2.4.3, lo spostamento in una determinata direzione deve essere calcolato in maniera indipendente dalla direzione ortogonale; proprio per questo, combinando i valori delle componenti di Nsd per i vari telai, risulteranno sforzi normali per diversi per la stessa colonna. C'è da ricordare, a tal proposito, che il solaio poggia sulle travi che formano il telaio in direzione X, mentre nell'altra direzione le travi prendono solo una frazione di tale carico.

Detto questo si presentano le forze equivalenti per ogni piano distinte in funzione al telaio di appartenenza:

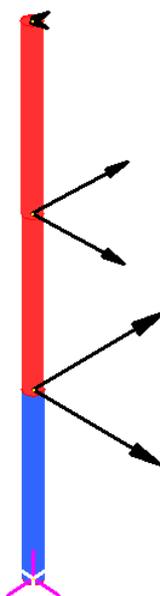
Direz. X		
Piano	Nsd [KN]	Fh [KN]
1	412.924	1.131
2	272.02	0.745
3	133.097	0.365

Tab3.54 Forze Equivalenti X.

Direz. Y		
Piano	Nsd [KN]	Fh [KN]
1	214.924	0.641
2	140.02	0.417
3	67.097	0.2

Tab3.55 Forze Equivalenti Y.

Note le forze, gli spostamenti si ricavano applicandole a semplici modelli che schematizzino la colonna considerata; in questa maniera i rapporti tra rigidezze e i carichi assiali sono rispettati.



In alternativa, come fatto in precedenza, può essere effettuato un calcolo analitico.

In entrambi i casi gli spostamenti ricavati sono i seguenti:

Piano	DX [mm]
1	0.8553
2	2.3731
3	4.1219

Piano	DX [mm]
1	0.16
2	0.4435
3	0.7695

Tab3.56 Spostamenti da Normativa.

3.3.1.4. Confronti

Si vuole ora confrontare e commentare tutti i risultati ricavati nel capitolo riguardante le imperfezioni di mancata verticalità delle colonne.

Le stime prese in considerazione sono quelle analitiche, numeriche e l'approccio normativo.

Ricapitolando i risultati si ricavano le seguenti tabelle:

Spostamenti in Direzione X dovuti alle fasi di costruzione [mm]					
	Analitico	Modello 2D	Modello 3D	EC3	Limite NTC
1.1	0.186	0.173	0.173	\	
1.2	1.903	1.766	1.766	0.8553	
2.1	5.265	4.936	4.935	\	
2.2	6.385	6.434	6.433	2.3731	
3.1	12.212	12.423	12.42	\	
3.2	13.341	13.987	13.985	4.1219	

Spostamenti in Direzione Y dovuti alle fasi di costruzione [mm]					
	Analitico	Modello 2D	Modello 3D	EC3	Limite NTC
1.1	0.524	0.462	0.615	\	
1.2	0.85	0.743	0.998	0.16	
2.1	2.722	2.568	3.507	\	
2.2	2.945	2.855	3.962	0.4435	
3.1	6.063	6.034	8.676	\	
3.2	6.287	6.331	9.211	0.7695	

Tab3.57 Confronto Spostamenti.

I valori 1.2, 2.2 e 3.2 sono quelli che possono essere considerati "definitivi", a costruzione completata, poiché da quel momento in poi il piano in questione si può considerare rigido.

Saranno proprio quei valori quindi ad essere confrontati con gli spostamenti da normativa.

Nell'ultima colonna della tabella vengono riportati i valori limite rispetto allo spostamento totale Δ della struttura (NTC08 §4.2.4.2).

Si elencano in seguito i commenti principali ai risultati appena riportati:

- Il caso analitico riproduce quasi alla perfezione i risultati numerici del modello numerico 2D; l'ordine di misura degli spostamenti è lo stesso, cambiano solo le posizioni decimali probabilmente per effetti secondari dovuti a meccanismi interni al telaio.

- Nella direzione X i risultati, in termine di spostamenti, dei due modelli numerici (2D e 3D) coincidono alla perfezione; tale fenomeno è già stato fatto notare nel capitolo rispettivo. Questo significa che la componente torsionale allo spostamento (derivante dalle travi in direzione Y) non è influente in questo telaio.
- Il modello numerico 2D in direzione Y, invece, si discosta abbastanza dal modello 3D. In questo caso la componente torsionale che giunge alla colonna dalle travi in direzione X è molto rilevante poiché su di esse poggia interamente il solaio.
- I risultati finali per ogni piano (step 1.2, 2.2 e 3.2), confrontati con gli spostamenti dovuti ai carichi orizzontali equivalenti alle imperfezioni, mostrano una radicale differenza rispetto all'approccio normativo. *Questo risultato lascia pensare che, in questo specifico caso, le formule da normativa non permettono di stimare le imperfezioni dovute alle fasi di montaggio.*
- Gli spostamenti dovuti alle fasi di montaggio, sia considerando la stima analitica che quella numerica, non eccedono mai i limiti da normativa dati agli SLE. Questo indiscutibilmente è un bene poiché avvicinarsi troppo ai limiti dati dalla normativa ancora in fase di costruzione (senza considerare quindi tutti i carichi da combinazione) comprometterebbe le verifiche a struttura ultimata.
- Manca il confronto con il drift limite interpiano dato dalla stessa normativa (δ). In questo caso il limite sarebbe pari a 1/300 trattandosi di un edificio multipiano. Il valore limite sarebbe quindi 13.07 [mm] a fronte di uno spostamento massimo interpiano pari a 6.95 [mm] registrato nel modello 2D del telaio in direzione X tra il piano 2 e il piano 3.

Per concludere questo capitolo relativo alle conclusioni, si vuole far notare come le scelte progettuali della struttura possano essere rilevanti anche nelle fasi costruttive. Se si immaginasse infatti, per la stessa struttura presa in esame fino ad adesso, che il solaio poggiasse non più sulle travi in direzione X ma su quelle in direzione Y (senza modificare le sezioni e le proprietà del telaio), i valori di spostamento per effetto delle fasi costruttive per la colonna sarebbero notevolmente maggiori e porterebbero, quasi, a superare i limiti posti dalla normativa.

Caso Limite		
	Spost. [mm]	Limite NTC
1.1	0.186	
1.2	3.151	
2.1	8.637	
2.2	10.5841	
3.1	20.179	
3.2	22.1495	

Tab3.58 Caso Limite.

Oltre ai termini assoluti di spostamento (Δ) anche in termini di drift interpiano si avrebbero valori pericolosamente vicini al limite massimo (13.07[mm]) poiché il valore è pari a 11.56 [mm] tra il secondo e il terzo piano.

Ovviamente queste osservazioni sono solo in via teorica; non è detto che la struttura rimarrebbe con le stesse proprietà delle sezioni se il solaio poggiasse nel verso opposto. Tuttavia questo può far riflettere su come la progettazione debba tener conto delle fasi costruttive al fine di non trascurare le tolleranze finali e la struttura completa.

3.3.2. Ribaltamento delle Travi

Brevemente si presenta un'altra problematica che può presentarsi con questa tipologia strutturale e che necessita di verifica in fase di costruzione: il ribaltamento delle travi.

Come già spiegato nella parte introduttiva al sistema NPS® SYSTEM, la sequenza di montaggio, dopo aver posizionato pilastri e travi, prevede che vengano realizzati gli orizzontamenti.

Generalmente vengono utilizzate tipologie di solaio che prevedano alti livelli di prefabbricazione in modo da integrarli con la struttura prefabbricata già installata. Nel caso in questione il solaio è formato da delle lastre alveolari (di larghezza modulare pari a 120 [cm]), completate da una cappa in calcestruzzo di spessore pari a 5 [cm], con la quale si crea il piano rigido collegando travi e solaio.

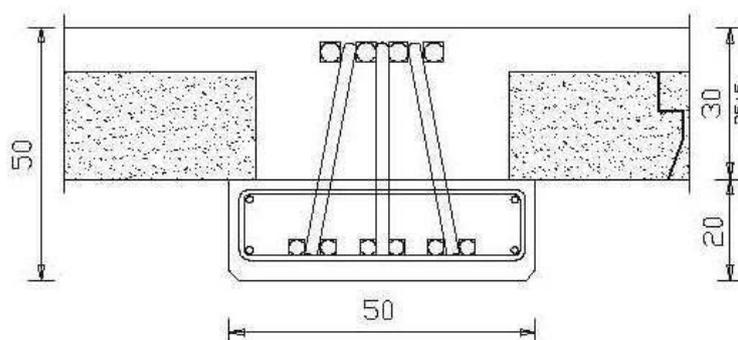


Fig3.76 Particolare Trave-Solaio.

Nel procedimento costruttivo le lastre prefabbricate vengono inizialmente semplicemente appoggiate sullo zoccolo in calcestruzzo della trave NPS® CLS; il procedere in questo modo agevola notevolmente le operazioni di messa in opera, ma crea delle sollecitazioni interne alla struttura (in prima fase) che possono portare la trave d'appoggio a ruotare con seri rischi per la sicurezza.

Il fenomeno sopradescritto è tipico delle travi perimetrali o di quelle non caricate simmetricamente: la presenza infatti di lastre prefabbricate su entrambi i lati della trave equilibra il momento destabilizzante che si crea. Si ricorda che le travi sono in prima fase, quindi non c'è ancora la continuità strutturale.

Lo stesso meccanismo di posa delle lastre, soprattutto se non segue le direttive del prefabbricatore (in questo caso Tecnostrutture srl®), può creare situazioni di pericolosità all'interno del cantiere. Nella figura che segue vengono riportate due situazioni tipiche di posa delle lastre su travi NPS®:

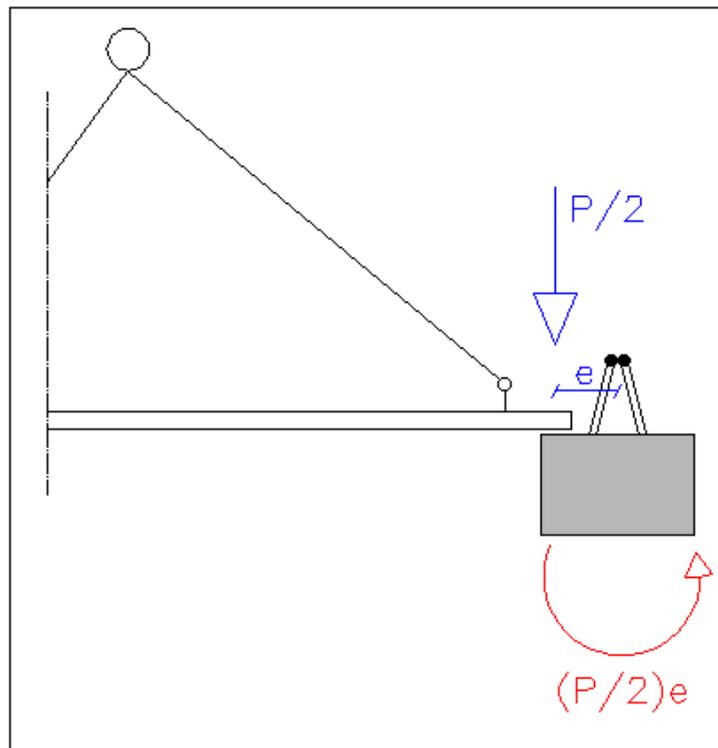


Fig3.77 Appoggio Solaio Standard.

Nel primo caso la lastra viene poggiata in maniera graduale e livellata sulla trave. Il peso graverà su entrambi gli appoggi del solaio e si scaricherà sullo zoccolo della trave. In base all'eccentricità che avrà l'appoggio della lastra si creerà un momento torcente distribuito sulla trave pari a $M_t = \frac{P}{2} e$ che tenderà a farla ribaltare non essendoci, in partenza, alcun blocco rotazionale all'estremità. Si fa notare come il valore dell'eccentricità e vari in funzione al tipo di trave e dalla distanza del baricentro di essa dal punto d'appoggio.

Nel caso invece di un appoggio eseguito "male" le sollecitazioni possono variare e di molto:

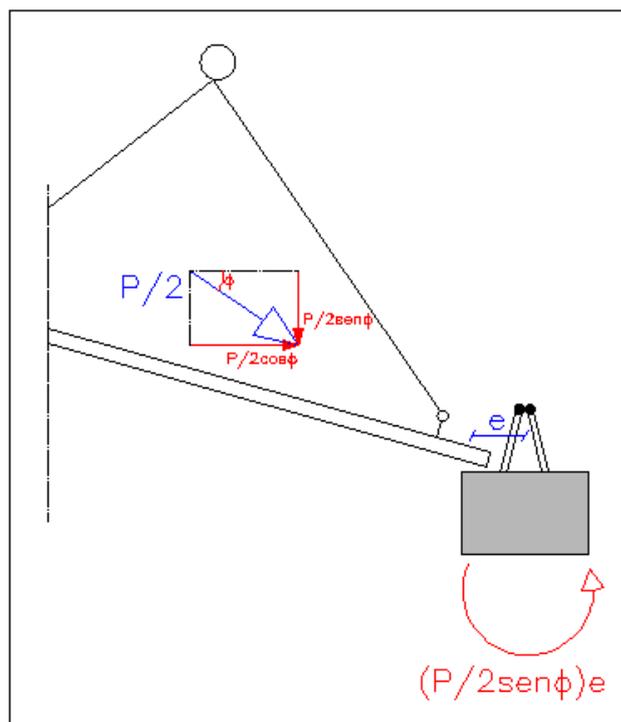


Fig3.78 Appoggio Solaio Inclinato.

In questo caso, per imperizia nella movimentazione o per limiti di spazio, la lastra non può essere poggiata in maniera livellata sulle travi d'appoggio ma fa "perno" su una delle due estremità; la forza peso avrà quindi due componenti in funzione all'inclinazione (ϕ) con cui viene calata: una componente (come in precedenza) creerà un momento torcente mentre l'altra (quella orizzontale) tenderà a far traslare la trave e dovrà essere contrastata dalle sponde dell'appoggio dove previste. In termini dimensionali queste imperfezioni dipendono molto dalle dimensioni degli elementi in gioco. Nel caso in esame le luci maggiori di solaio le troviamo al secondo e terzo piano, e poggiano proprio su travi perimetrali:

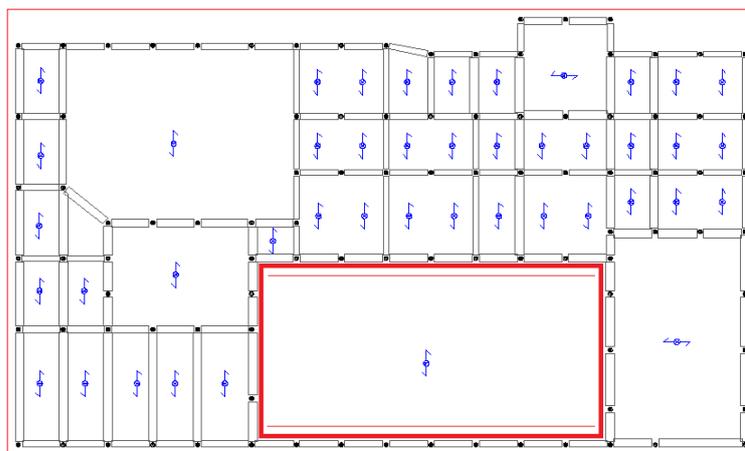


Fig3.79 Pianta Solaio con Luce Maggiore delle Lastre Evidenziata.

Le lastre che sono utilizzate in questo tipo di solaio sono lunghe 17 [m] e poggiano sulle travi in estremità. Riferendosi al capitolo di presentazione dell'opera si può calcolare il peso che grava sulla singola trave; il solaio nel modulo evidenziato è di spessore 500+50, a cui corrisponde un peso al metro quadro pari a 7,4 KN/m². Il peso lineare che sollecita lo zoccolo della trave è quindi pari a $\frac{P}{2} = 17 * 7,4 = 62,9 \left[\frac{KN}{m}\right]$.

Per stimare il momento torcente è necessario ricollegarsi al tipo di trave su cui poggia la lastra; analizzando la trave perimetrale scopriamo che essa ha sezione 70x55:

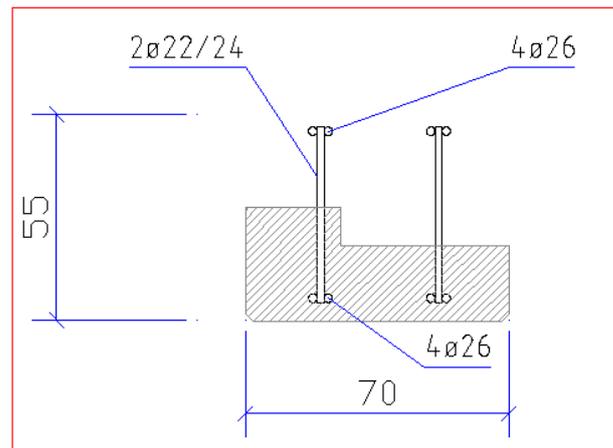


Fig3.80 Trave di Bordo.

Note le caratteristiche geometriche e supponendo un appoggio che si estende per 10 [cm] sullo zoccolo, si può stimare un braccio medio e pari a 37,3 [cm]. In conclusione, la trave perimetrale su cui grava il solaio con la luce maggiore, sarà sollecitata da un momento torcente in estremità pari a:

$$M_t = \left[\left(\frac{P}{2} \right) L_{trave} / 2 \right] * e = 62,9 * \frac{4,5}{2} * 0,373 = 52,789 \text{ [KNm]}.$$

Per ovviare alla pericolosità di queste situazioni è possibile puntellare le travi maggiormente soggette a tale fenomeno.

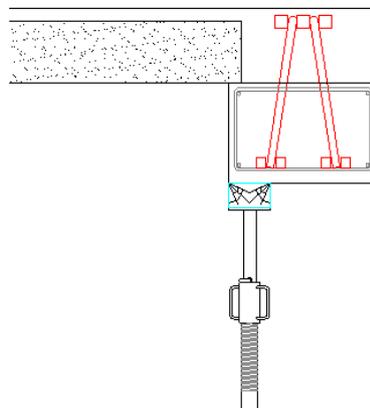


Fig3.81 Puntello Anti-Ribaltamento.

In alternativa, soluzione che è stata utilizzata in questo progetto, si possono predisporre dei vincoli antiribaltamento all'estremità della trave in modo da impedirne la rotazione.

Per fare ciò è stata annegata o saldata alla base dello zoccolo della trave una piastra fornita di fori; dentro proprio tali fori andranno ad inserirsi delle barre filettate o degli spinotti che sporgono ortogonalmente alla mensola d'appoggio del pilastro. Fissando gli elementi sporgenti alla piastra che esce dalla trave con bulloni e rondelle è possibile vincolare la rotazione intorno l'asse della stessa trave. (Vedi Fig3.71).

Se si sceglie questa soluzione il dimensionamento deve avvenire considerando il valore di momento torcente massimo prima calcolato.

Le riflessioni riguardo le sollecitazioni sulla struttura dovute a imperfezioni in fase di montaggio risultano così concluse.

4. Conclusioni

Le principali considerazioni che si possono trarre in conclusione a questo lavoro di tesi sono le seguenti:

- Seppur in normativa vi sia un inquadramento generale alla trattazione delle fasi costruttive, vi sono molti aspetti che devono essere ancora approfonditi. Stima della vita nominale, scelta degli spettri di riferimento, applicazione dei fattori di struttura non unitari, calcolo delle azioni climatiche e stima a priori delle imperfezioni sono tuttora campi in cui possono essere fatte delle precisazioni utili alla messa in sicurezza e ottimizzazione delle fasi costruttive.
- Come è accaduto anche nel caso applicativo, le sollecitazioni dovute al vento e al sisma sono comparabili. Tuttavia non è da escludere che, per caratteristiche topografiche o di esposizione particolari, piuttosto che per zone ad alta pericolosità sismica, una di esse sia predominante.

Proprio per questo motivo si consiglia sempre una analisi come quella fatta in questa tesi se si trattano prefabbricati di notevoli dimensioni e a fasi costruttive distinte.

- Nel caso applicativo, la sollecitazioni più gravosa, in fase di costruzione, è quella esercitata dal solaio in prima fase sulle travi. La forza torcente che provoca il ribaltamento è dimensionante in riferimento al dispositivo di “blocco” all’estremità della trave. Non è da escludere tuttavia che una differente sequenza costruttiva possa far variare le forze in gioco.

Per concludere, lo studio che sta alla base del dimensionamento e della verifica durante la fase costruttiva, porta ad un affinamento delle tecniche di prefabbricazione. Una ottimizzazione del prodotto, però, non può prescindere dall’aggiornamento della normativa di riferimento.

L’industrializzazione del mondo delle costruzioni può divenire una realtà grazie ai prefabbricati; l’opera di ottimizzazione ed evoluzione delle tecniche costruttive non deve però mai fermarsi ed essere supportata, ma in particolare indirizzata, dalla Normativa di riferimento a partire dalle fasi costruttive.

Bibliografia

- Koncz T. (1974), *La Prefabbricazione Industriale e Residenziale: Progettazione, Fabbricazione e Montaggio*. Edizioni Tecniche Bauvelarg Milano.
- Koncz T. Mazzocchi M. Tealdi E. (1979), *Prefabbricare*. Hoepli Milano.
- Dall'Aglio (1985), *Il Calcolo Sismico*. Ellegi Mantova.
- Corradi Dell'Acqua L. (2010), *Le Teorie Strutturali e il Metodo agli Elementi Finiti*. McGraw Hill Milano.
- Corradi Dell'Acqua L. (2010), *Il Comportamento dei Corpi Continui*. McGraw Hill Milano.
- Prontuario REP®, *Introduzione alla prescrizione e utilizzo del sistema originale, versione 2006/07*, redatto dalla società Tecnostrutture S.r.l. di Noventa di Piave (VE).
- Carpinteri A. (1995), *Scienza delle Costruzioni (vol.1)*, terza edizione, Bologna, Pitagora Editrice (Ingegneria strutturale).
- Carpinteri A. (1998), *Dinamica delle Strutture*. Bologna, Pitagora Editrice (Ingegneria strutturale).
- Belluzzio O. (1998), *Scienza delle Costruzioni Vol. 4*. Zanichelli Bologna.

Normativa di Riferimento

- “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, D.M. 14 gennaio 2008.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3431, Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274 del 3-5- 2005.

- UNI ENV 1990
- UNI ENV 1991-1 “Basi di Calcolo ed Azioni sulle Strutture, Parte 1: Basi di Calcolo.” 1996
- UNI ENV 1991-2-3 “Basi di Calcolo ed Azioni sulle Strutture, Parte 2.3: Carichi da Neve.” 1996
- UNI ENV 1991-2-4 “Basi di Calcolo ed Azioni sulle Strutture, Parte 2.4: Carichi da Vento.” 1996
- UNI ENV 1991-2-6 “Basi di Calcolo ed Azioni sulle Strutture, Parte 2.6: Azioni in Fase di Costruzione.” 1996
- UNI ENV 1991-5 “Basi di Calcolo ed Azioni sulle Strutture, Parte 5: Azioni Indotte da Gru e Macchine.” 1996
- UNI ENV 1994-1-1 “Progettazione delle Strutture Composte Acciaio Calcestruzzo.” 1996
- UNI ENV 1998-1-1 “Resistenza Sismica. Azioni Sismiche e Requisiti Generali.” 1996
- UNI ENV 1998-1-2 “Resistenza Sismica. Regole Generali per Edifici.” 1996
- UNI ENV 1998-2 “Resistenza Sismica. Ponti.” 1996

- UNI EN 12812 “Strutture di sostegno per opere permanenti Requisiti prestazionali e progettazione generale” 2008.
- UNI EN 13225 “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo Elementi strutturali lineari” 2013
- UNI EN 13369 “Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo” 2013
- UNI 10011 “Costruzione in Acciaio” 1988
- UNI EN 10025 “Fornitura Laminati a Caldo e Acciai non Legati” 2008

- CNR-DT 207/2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” 2008.

Ringraziamenti

Ringrazio il Prof. Renato Vitaliani per avermi indirizzato in questo lavoro di tesi ed aver segnato, in maniera di sicuro indelebile, il mio modo di approcciare l'ingegneria.

Ringrazio la Tecnostrutture srl® , per avermi dato la possibilità, più unica che rara, d'avvicinare il mondo delle costruzioni in un ambiente stimolante e professionale; in particolare Franco Daniele che, con il suo esempio, mi ha insegnato come l'ingegnere non è un titolo di studio ma una propensione mentale.

Sempre nell'ambito di questa tesi, voglio infine ringraziare gli Ingegneri Massimo Bozzo, Stefano China e Paolo Giorgi per il prezioso aiuto.

