

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in

STRUCTURAL STRENGTHENING & REHABILITATION

**VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO DI
TRAVI PREFABBRICATE TIPO REP**

CANDIDATO:
Giambattista Buongiorno

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti

CORRELATORE:
Ing. Mattia Gallamini

Anno Accademico 2012/2013

Sessione III

*Ai miei genitori
per la costante fiducia*

*alla mia dolce metà
per il costante affetto*

INDICE

INTRODUZIONE.....	1
1.SISTEMI TRALICCIATI MISTI ACCIAIO - CALCESTRUZZO.....	3
1.1 Il sistema REP	3
1.1.1 Vantaggi strutturali ed economici	3
1.2 Travi prefabbricate reticolari miste	8
1.2.1 Tipologie travi REP	9
1.3 Pilastri tubolari cavi per sistemi a traliccio	13
1.3.1 Tipologie pilastri	15
1.4 Principi di progettazione.....	18
1.4.1 Schema dei carichi	19
1.4.2 Valutazione delle sollecitazioni	19
1.4.3 Verifiche agli stati limite ultimi	20
1.4.4 Verifiche agli stati limite di esercizio	25
1.4.5 Normative di riferimento	25
2. ANALISI DELLE STRUTTURE IN CONDIZIONI DI INCENDIO ...	31
2.1 Resistenza al fuoco di un elemento	31
2.2 Approcci per la progettazione	32
2.2.1 Approccio prescrittivo	33
2.2.2 Approccio prestazionale o ingegneristico	36
2.3 Verifiche nel dominio del tempo, della resistenza e della temperatura	38
2.4 Azioni in condizioni di incendio	40
2.4.1 Azioni meccaniche	40
2.4.2 L'incendio: descrizione del fenomeno fisico	45
2.4.3 La modellazione dell'incendio	48
3. ANALISI TERMICA.....	51
3.1 Trasmissione del calore	51
3.2 Flusso termico negli elementi strutturali	53
3.3 L'equazione di Fourier	55
3.4 Proprietà meccaniche dei materiali in funzione della temperatura	58
3.4.1 Acciaio strutturale	58
3.4.2 Calcestruzzo	62
3.4.3 Acciaio per barre di armatura	64
3.5 Proprietà termiche dei materiali in funzione della temperatura	65
3.5.1 Acciaio strutturale e acciaio per barre di armatura	65
3.5.2 Calcestruzzo	68

4. METODO AGLI ELEMENTI FINITI.....	73
4.1 Cenni sul metodo agli elementi finiti	73
4.2 Software di analisi: Straus7	78
4.3 L'analisi del trasporto del calore	81
4.3.1 Formulazione agli elementi finiti	81
4.3.2 Utilizzo dei risultati per l'analisi strutturale	84
4.3.3 Altre applicazioni del solutore termico	84
4.4 Soluzione in regime stazionario	85
4.4.1 Equazione di equilibrio	86
4.5 Soluzione in regime transitorio.....	88
4.5.1 Equazione di equilibrio	88
4.5.2 Parametri del solutore	89
5. PROGETTO IN CASO DI INCENDIO SECONDO NORMATIVA....	93
5.1 Normativa sulla prevenzione incendi	93
5.2 Quadro normativo vigente	94
5.3 Individuazione del livello di prestazione della struttura	96
5.4 Criteri di calcolo per la progettazione in caso di incendio	100
6. CASO DI STUDIO.....	103
6.1 Introduzione	103
6.2 Analisi dei carichi dei solai	104
6.2.1 Carichi permanenti portati -G1	104
6.2.2 Carichi permanenti portati -G2	105
6.2.3 Carichi variabili -Q	105
6.2.4 Tipologie di solaio individuate	106
6.3 Materiali utilizzati	111
6.4 Definizione dell'azione sismica.....	112
6.4.1 Spettro di progetto per SLV	113
6.4.2 Spettro elastico per SLD	115
6.5 Combinazione delle azioni per i vari stati limite considerati	116
6.5.1 Stati limite ultimi	116
6.5.2 Stati limite di esercizio	119
6.6 Descrizione del modello strutturale e delle analisi numeriche svolte	121
6.6.1 Analisi dinamica lineare (modale)	126
6.6.2 Affidabilità del codice di calcolo utilizzato	130
6.6.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	131
7. CASO DI STUDIO:PROGETTO E VERIFICA STATICA/SISMICA	133
7.1 Calcolo travi	133
7.2 Analisi tensionale I fase	154
7.2.1 Flessione longitudinale	155

7.2.2 Flessione trasversale	156
7.2.3 Taglio	158
7.3 Analisi II fase	161
7.3.1 Verifica per momento positivo.....	161
7.3.2 Verifica per momento negativo	163
7.3.3 Verifica per taglio	166
7.4 Calcolo pilastri	169
7.4.1 Verifica a sforzo assiale	178
7.4.2 Verifica a presso-flessione	180
7.4.3 Verifica a taglio	192
8. CASO DI STUDIO:VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO	195
8.1 Valutazione campi termici delle sezioni	195
8.1.1 Importazione di una sezione generica da formato CAD	195
8.1.2 Inserimento delle condizioni al contorno	197
8.1.3 Definizione delle proprietà termiche dei materiali	192
8.1.4 Settaggio dei parametri del solutore	200
8.2 Determinazione delle sollecitazioni in caso di incendio	202
8.3 Verifica di resistenza delle travi	204
8.3.1 Verifica a flessione	214
8.3.2 Verifica a taglio	218
8.4 Verifica di resistenza dei pilastri	223
CONCLUSIONI.....	233
APPENDICE- MAPPATURE TERMICHE SEZIONI	235
BIBLIOGRAFIA	249
LINKOGRAFIA	250
RINGRAZIAMENTI.....	251

INTRODUZIONE

La presente tesi di Laurea Magistrale si occupa delle tematiche di resistenza ed efficienza strutturale in caso di incendio. Verrà analizzato il quadro normativo esistente in materia di verifiche al fuoco e si introdurrà un caso reale di studio sito a L'Aquila (AQ).

In particolare si effettueranno verifiche di resistenza al fuoco per gli elementi strutturali di un edificio che verrà realizzato al posto di una struttura esistente notevolmente danneggiata dal sisma del 2009 e di conseguenza demolita integralmente.

La struttura dell'edificio prevede telai spaziali costituiti da travi e pilastri prefabbricati di tipo REP.

Si introdurranno pertanto le caratteristiche principali del sistema costruttivo rep e di tutti i suoi componenti, evidenziandone particolarità, pregi e difetti. Si porterà particolare attenzione al confronto con le ordinarie strutture intelaiate gettate in opera. Si tratteranno i diversi aspetti della progettazione delle strutture realizzate mediante questa tipologia strutturale, in particolare si approfondiranno le verifiche di resistenza in caso di incendio alla luce del nuovo quadro normativo nazionale ed internazionale.

La verifica di sicurezza delle strutture in caso di incendio è necessaria quando il rischio di incendio non è trascurabile e il danneggiamento strutturale può avere conseguenze inaccettabili riguardo alla incolumità degli occupanti o delle squadre di soccorso. La verifica delle prestazioni può essere necessaria per evitare la perdita di funzionalità della struttura o, ancora, per limitare i costi necessari per provvedere all'eventuale recupero dell'opera. E' evidente che la verifica delle strutture soggette ad incendio non può essere disgiunta dalla progettazione strutturale generale dell'opera.

I principali obiettivi della tesi sono:

- 1) L'introduzione di studi e ricerche più significative per comprendere il comportamento delle strutture sottoposte all'azione d'incendio.
- 2) Illustrare il comportamento e le metodologie di calcolo per la valutazione della resistenza di questa tipologia strutturale in condizioni statiche e sismiche.
- 3) Illustrare delle metodologie di calcolo per la valutazione della resistenza delle strutture miste acciaio-calcestruzzo in condizioni di incendio.

Inizialmente si introdurranno i sistemi tralicciati misti acciaio-calcestruzzo descrivendo le tipologie di travi e pilastri che sono stati scelti per la realizzazione del progetto e gli approcci generali necessari per la loro progettazione. Successivamente si procede con

un'ampia panoramica relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture sottoposte all'azione del fuoco, partendo dagli aspetti della modellazione dell'incendio.

In seguito si descrivono gli aspetti principali della modellazione e dell'analisi termomeccanica della struttura. Si definiscono i singoli aspetti della progettazione in caso di incendio, dalla definizione delle azioni sulla struttura in condizioni eccezionali, alla modellazione e soluzione del problema termico mediante il software commerciale agli elementi finiti Straus⁷. Mediante il programma di calcolo si effettua la valutazione delle variazioni di temperatura negli elementi strutturali, definendo la variabilità in funzione della temperatura dei parametri termici e meccanici dei materiali da costruzione utilizzati.

Definiti gli aspetti necessari alla progettazione in caso d'incendio, si passa al caso di studio reale. Gli ultimi capitoli sono dedicati alla descrizione dell'edificio, alla valutazione delle azioni statiche e sismiche che vi competono, alla progettazione degli elementi strutturali REP alle relative verifiche al fuoco.

In essi vengono illustrati gli approcci progettuali applicabili alla tipologia strutturale in esame nell'ambito delle attuali normative.

1. Sistemi tralicciati misti acciaio-calcestruzzo

1.1 Il sistema REP

Il Sistema REP (da Rapido - Economico - Pratico) è costituito da elementi orizzontali, Travi REP e strutture verticali, Pilastrini con camicie di acciaio riempite di calcestruzzo totalmente autoportanti. Le Travi REP sono travi metalliche reticolari che, successivamente al getto di completamento di calcestruzzo, danno luogo a strutture miste aventi caratteristiche variabili compatibili alle esigenze progettuali e ai livelli prestazionali richiesti.

Nel 1967 l'ing. Salvatore Leone pensò di estendere alle costruzioni civili l'impiego del sistema misto acciaio-calcestruzzo, già utilizzato per le strutture di ponti ed ideò una "trave portante metallica per solai e per volte di copertura, destinata a fungere da elemento di appoggio e ad essere inglobata nella gettata di calcestruzzo". Nel 1968 sviluppa il primo procedimento di calcolo delle Travi REP che verrà perfezionato negli anni a seguire e successivamente pubblicato nel 1972. Il 24.3.1969 il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici esprime il primo parere positivo sull'utilizzo della tecnologia REP. I successivi si avranno nel 1986, nel 1997, nel 1998, nel 2000. Dal 1972, alla trave originaria, costruita con una sola anima seguirono i depositi dei successivi brevetti che ampliarono la gamma REP.

1.1.1 Vantaggi strutturali ed economici

Una differenza importante tra travi in calcestruzzo armato e travi a struttura mista, consiste nel fatto che nel c.a. l'acciaio delle armature inizia a collaborare ai fini statici solamente a consolidamento del calcestruzzo avvenuto; le travi miste dispongono invece di una portanza iniziale indipendente dalla associazione dei due elementi. Solo in fase di esercizio acciaio e calcestruzzo collaborano alla resistenza del complesso come un unico elemento.

I vantaggi degli edifici realizzati con il sistema misto acciaio-cla sono i seguenti:

- aumento del carico critico delle colonne per la diminuzione della snellezza, conseguente, a sua volta, dall'incremento del momento di inerzia della sezione mista rispetto a quella del solo acciaio;
- minore deformabilità della struttura nel suo complesso;

- aumento della resistenza al fuoco;
- uguale livello di duttilità rispetto alla struttura di solo acciaio, il che ha particolare rilevanza nel caso di costruzioni in zona sismica.
- impiego di elementi (pilastri, travi e solai) conformati in una struttura a telaio che permette di realizzare reticoli, anche di notevoli luci. Nel contempo, la sezione relativamente ristretta dei pilastri consente di concentrare la funzione portante, lasciando alle pareti esterne e interne la sola funzione di tamponamento o di partizione degli ambienti: è stato così possibile ricorrere a nuovi materiali e soluzioni costruttive e, soprattutto, godere di una maggiore libertà nell'organizzazione degli spazi dell'edificio;
- possibilità di introdurre soluzioni tecniche più adeguate alle nuove esigenze produttive ed impiego di attrezzature specifiche per ogni singola fase di lavoro;
- adattabilità alle diverse tipologie edilizie (civili e industriali), grazie alla struttura flessibile, che consente qualsiasi distribuzione degli ambienti nonché varie forme della sezione in elevazione.

Alla fine degli anni '60 ed in pieno boom edilizio, come risposta alle continue esigenze nel mercato edile alla continua ricerca di tecnologia all'avanguardia, venne depositato da parte dell'ingegner Salvatore Leone un primo brevetto di trave a struttura mista di tipo inglobato (1967), l'antesignana di tutte le travi a marchio REP. La mancanza di manodopera specializzata ed i prezzi in continuo aumento hanno permesso a queste nuove strutture, facili da montare, leggere ed economiche, di guadagnarsi un mercato significativo.

I vantaggi in fase costruttiva di questo tipo di trave sono:

- ✓ Totale auto portanza: Con REP SYSTEM non sono necessarie puntellazioni provvisorie delle travi in fase di montaggio: le strutture sono caricabili fin dal giorno successivo al getto permettendo una sovrapposizione delle fasi di lavoro che velocizza la cantierizzazione dell'opera. Ad esempio, durante la posa del secondo impalcato, è già possibile installare gli impianti al primo piano gettato pochi giorni prima.
- ✓ Velocità e facilità di posa: bastano 5 minuti, 2 operai e 1 gruista per posizionare una Trave REP. 8 minuti per posare un pilastro.

Le immagini successive si riferiscono al montaggio di un certa tipologia di prodotto preso da esempio e che sarà utilizzato nel caso di studio, in particolare nelle fasi di montaggio delle travi si riporta la realizzazione in cantiere delle travi con traliccio di acciaio strutturale parzialmente inglobato in un fondello di calcestruzzo mentre per i pilastri si fa riferimento a elementi tubolari cavi con camicia in acciaio riempita con calcestruzzo.

Fasi di montaggio delle travi REP:

1° Fase: Travi arrivano in cantiere pronte per il montaggio



2° Fase: Un gruista movimentata le travi dal camion direttamente allo spazio di posa evitando così di predisporre uno spazio di stoccaggio.



3° Fase: Bastano due operai per il montaggio della trave. Assicurano il corretto posizionamento dei barrotti sulle flange dei pilastri.



Fase di montaggio dei pilastri:

1° Fase: Fissaggio dei dadi



2° Fase: Movimentazione pilastri



3° Fase: Fissaggio con controdadi



4° Fase: Pilastro fissato



5° Fase: Montaggio di un Pilastro multipiano avvenuto in meno di 8 minuti



REP SYSTEM assicura velocità di montaggio e assemblaggio delle strutture con una produttività di oltre 19.000 mq/mese contro un massimo di 13.000 mq/mese con il sistema a casseri autoportanti.

- ✓ **Risparmio e costi certi:** Il risparmio è quantificabile in tutti i fattori di costo: 30% di calcestruzzo, -90% della manodopera, -90% di legname e -97% della minuteria metallica normalmente utilizzati per la realizzazione di banchine e casseri. REP SYSTEM garantisce costi certi perché fissati in fase di definizione dell'ordine sulla base di una pianificazione operativa che sarà da riferimento dell'intera commessa.
- ✓ **Libertà architettonica:** Anche in caso di soluzioni architettoniche e strutturali non convenzionali, REP SYSTEM ha il prodotto che si adatta alle esigenze di progetto. Travi ad arco, a ginocchio o con forme ancora diverse. Pilastri estremamente sottili, ma con prestazioni assimilabili a quelli tipici in CAV. REP SYSTEM riserva all'architetto e all'ingegnere la massima libertà progettuale.
- ✓ **Maggiore durabilità delle opere:** L'elevata durabilità dei prodotti REP SYSTEM concorre a garantire la vita utile dell'opera prevista a seconda in 10, 50 o 100 anni, diminuendo l'esigenza di manutenzione dell'edificio e contribuendo a contenerne i relativi costi.

L'evoluzione della TRAVE REP, supportata da ricerche di laboratorio eseguite in numerose Università italiane, anche con il patrocinio del CNR, è consistita nel SISTEMA REP ed ha dato vita a molteplici tipologie di travi ed alla creazione di specifici elementi, idonei per realizzare l'intero organismo edilizio: travi, pilastri, nodi strutturali, lastre.

1.2 Travi prefabbricate reticolari miste

Una trave prefabbricata reticolare mista è un elemento prevalentemente inflesso costituito da una trave metallica reticolare, con o senza un fondello prefabbricato in calcestruzzo, inglobata in tutto o in parte in un getto di calcestruzzo in opera. Gli elementi che costituiscono tali travi sono (Figura. 1):

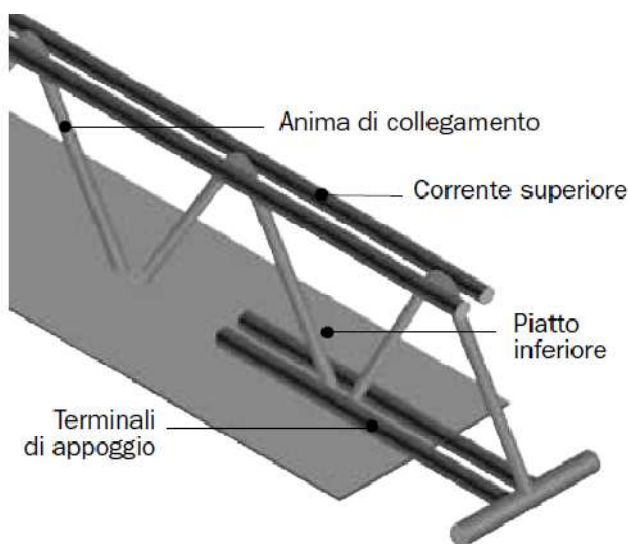


Figura 1 - Struttura generale trave REP

- ✓ Un corrente superiore formato da almeno una coppia di profilati, tondi con diametro compreso tra $8\text{mm} \leq \Phi \leq 40\text{mm}$ o quadri variabili da 30x30 a 70x70. Esso svolge la funzione di resistere agli sforzi di compressione, indotti dai carichi verticali, tenendo conto dell'instabilità laterale, sia locale che globale.
- ✓ Un corrente inferiore formato da un piatto di dimensioni variabili da 250-1000mm e dello spessore variabile da 6-12 mm ed eventuali ferri aggiunti ad esso saldati in tondi in $16\text{mm} \leq \Phi \leq 60\text{mm}$ o quadri da 30x30 o 70x70.
- ✓ Un'anima di collegamento semplice o doppia saldata al corrente superiore e all'inferiore, costituita da ferri circolari di uguale diametro ($8\text{mm} \leq \Phi \leq 30\text{mm}$) composta da elementi a V con passo variabile compreso tra 20cm e 60cm. Dalle soluzioni costruttive, si rileva, generalmente, che:
 - Il primo passo è assunto pari alla metà di quello standard;
 - Esiste un passo detto spurio, il cui valore è compreso tra mezzo passo e il passo standard, è il passo necessario per riportare il traliccio alla luce effettiva della trave;

- I restanti passi, tutti dello stesso valore, sono quelli necessari per resistere al taglio (passo standard);
 - ✓ Terminale d'appoggio costituito da due o più ferri circolari affiancati, saldati al piatto in corrispondenza delle sue testate, sporgenti da esso e saldati di testa ad un piatto trasverso di larghezza e spessore pari al piatto del corrente inferiore e di altezza variabile compreso tra $40\text{mm} \leq \Phi \leq 200\text{mm}$.
- Tale elemento svolge diverse funzioni:
- Stabilizzare il primo elemento verticale durante la prima fase;
 - Fornire, in seconda fase, una continuità tra trave e pilastro.

1.2.1 Tipologie travi REP

Ogni tipologia REP ha caratteristiche che la rendono più idonea a risolvere uno specifico problema strutturale e tutte hanno come obiettivo i vantaggi di un sistema prefabbricato combinati con quelli del sistema costruttivo tradizionale. Naturalmente le differenti tipologie permettono di scegliere il tipo di trave più adatto alle esigenze progettuali, consentendo un impiego ottimale delle travi prescelte in abbinamento a qualsiasi tipo di solaio e di struttura verticale.

Attualmente il sistema REP si distingue di diverse tipologie di travi, in questa relazione vengono esposte soltanto le seguenti tipologie:

- A. TRAVE REP CON PIASTRA IN ACCIAIO
- B. TRAVE REP CON FONDELLO IN CALCESTRUZZO

A. TRAVE REP CON PIASTRA IN ACCIAIO

La trave autoportante REP BASIC (figura.1.1) a struttura mista acciaio-calcestruzzo è indicata per strutture con grandi luci, edilizia residenziale, industriale e per infrastrutture (figura.1.2, figura.1.3).

La struttura metallica, realizzata interamente in acciaio liscio da carpenteria S355J₀ ai sensi della norma UNI EN ISO 10025-2, marchiata CE ai sensi della norma EN10901, è costituita da:

- corrente inferiore formato da un piatto ed eventuali ferri aggiuntivi ad esso saldati;
- corrente superiore formato da almeno una coppia di profilati;
- anima di collegamento, semplice o doppia, saldata al corrente superiore ed inferiore;

- terminali di appoggio opportunamente dimensionati, che fungono da dispositivo di ancoraggio atto a resistere alle azioni di scorrimento.

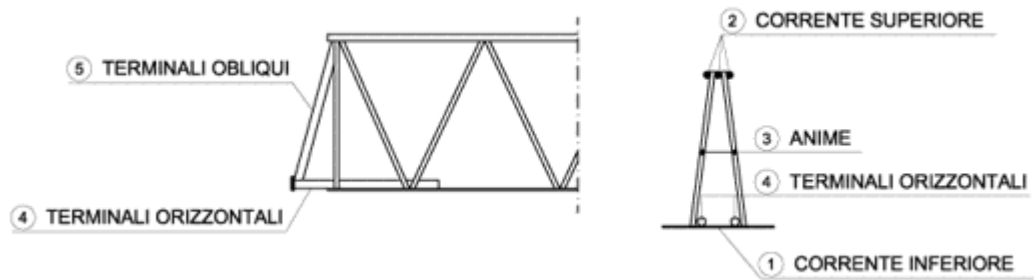


Figura. 1.1- Schema trave con piastra in acciaio

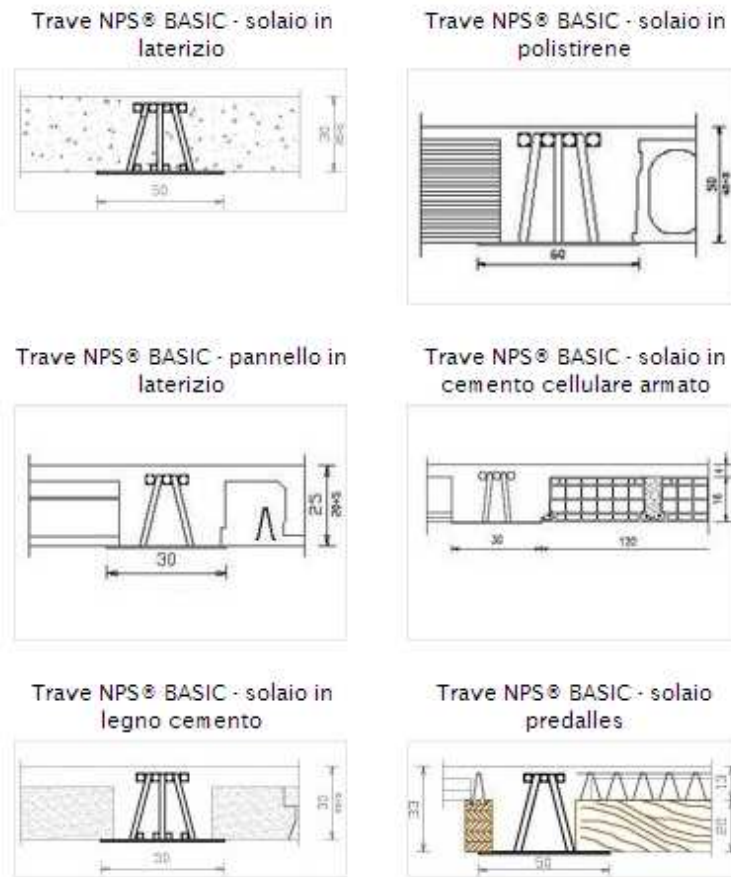


Figura. 1.2 – Traliccio e piastra in acciaio



Figura. 1.3 - Trave con piastra in acciaio realizzata in opera

Abbinamento trave solaio:



B. TRAVE REP CON FONDELLO IN CALCESTRUZZO

La trave autoportante con fondello in Cls (figura 1.4) a struttura mista acciaio-calcestruzzo è resistente al fuoco ai sensi del DM16.02.2007. Indicata per strutture resistenti al fuoco con grandi sovraccarichi e/o luci, è particolarmente adatta per l'abbinamento con solai alveolari o a lastra (figura 1.5).

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti NTC 2008. I correnti inferiori sono inseriti in un basamento di calcestruzzo (figura 1.6) classe C28/35 (UNI EN 206-1:2006) pregeggiato e dotato di armatura e staffatura di confezionamento dimensionate per sopportare il carico dei solai gravanti sulla trave Cls.

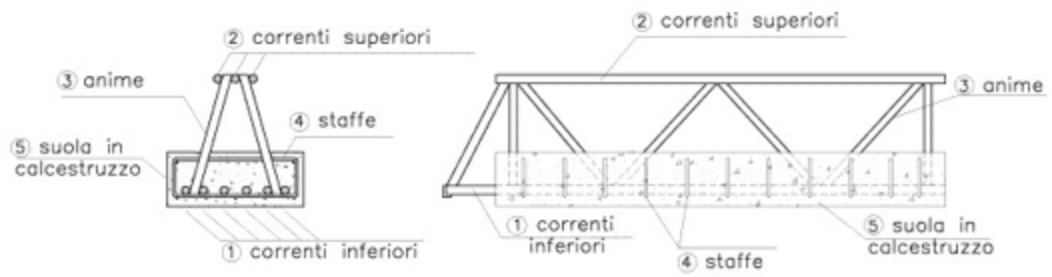


Figura 1.4 - Schema trave con fondello in calcestruzzo

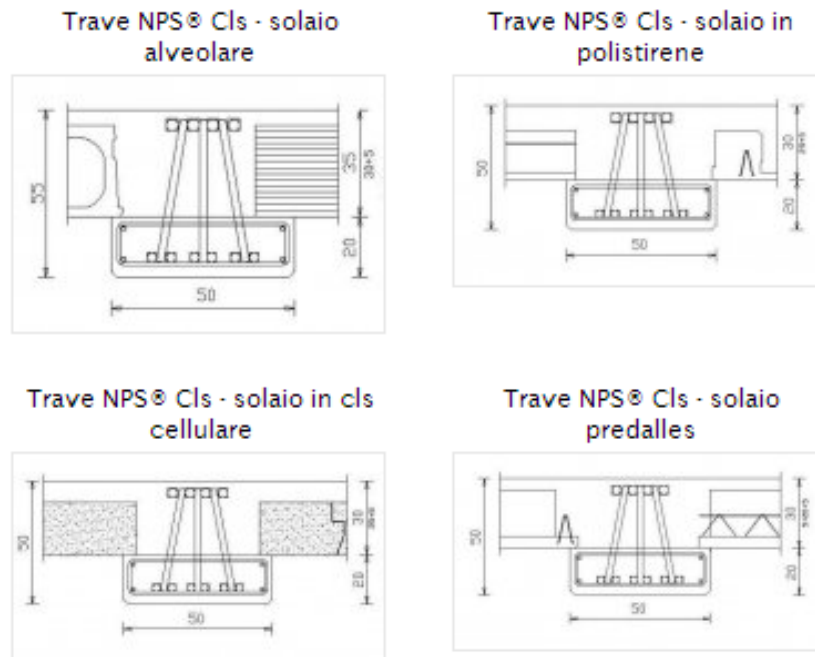


Figura 1.5 - Realizzazione trave con fondello in cls



Figura 1.6 - Basamento di calcestruzzo C28/35

Abbinamento trave solaio:



1.3 Pilastri tubolari cavi per sistemi a traliccio

In alternativa ai pilastri in cemento armato tradizionale, l'utilizzo dei pilastri tubolari cavi di tipo rep, consente di utilizzare l'acciaio come cassero e, contemporaneamente, come elemento teso, sfruttandone l'effetto pellicolare.

I pilastri vengono forniti provvisti di flange per l'alloggiamento delle travi rep. Per questi pilastri, che vengono riempiti di calcestruzzo e che completano il sistema costruttivo pilastro tubolare- trave, non esiste pericolo di ingobbamento dovuto all'assorbimento degli sforzi di taglio e la lamiera impedisce la dilatazione trasversale del calcestruzzo. La quantità di calcestruzzo risulta poi ulteriormente ridotta rispetto a quella necessaria per un pilastro in cemento armato tradizionale.

L'impiego dei pilastri cavi consente di mantenere costante le dimensioni esterne dei pilastri, variando gradualmente solo lo spessore della lamiera. Tale ottimizzazione permette quasi sempre l'inserimento dei pilastri nella muratura di tamponamento.

I pilastri cavi con camicia in acciaio vengono prodotti in tre diverse tipologie:

- con finestratura al nodo (figura 1.7). Soluzione che offre la versatilità e la flessibilità di una struttura metallica in fase provvisoria all'elevata resistenza di una struttura mista acciaio-calcestruzzo in fase di esercizio d'opera.



Figura 1.7 - Finestratura al nodo

- con irrigidimento al nodo (figura 1.8). In corrispondenza dei solai è provvisto di uno o più tronchi elettrosaldati con sezione HE, IPE o UPN, dotati di piastra metallica saldata a supporto delle travi di piano o di falda. Questi elementi consentono la posa dei tralicci che conferiscono continuità strutturale verticale all'elemento metallico.



Figura 1.8 - Irrigidimento al nodo

- passante al nodo (figura 1.9). L'elemento tubolare in acciaio è caratterizzato dalla presenza di flange di base e di appoggio per la posa delle Travi e dei relativi tralicci.



Figura 1.9 - Passante al nodo

1.3.1 Tipologie Pilastr

I pilastr della gamma REP sono facili e veloci da montare e totalmente autoportanti.

Gli elementi verticali REP consentono di ottimizzare gli spazi interni garantendo sicurezza nell'elevazione degli impalcati. Le tipologie dei pilastr a dilatazione trasversale impedita si distingue in:

- A. PILASTRO CON CAMICIA IN ACCIAIO RIEMPITO IN CLS
- B. PILASTRO CON DISPOSITIVO ANTISISMICO PRENSTALLATO

A. PILASTRO CON CAMICIA IN ACCIAIO RIEMPITO IN CLS

Indicato per costruzioni in zona sismica e per lo sfruttamento massimo degli spazi grazie alla compattezza delle sezioni a parità di prestazioni richieste, alla duttilità della struttura e al confinamento dei nodi trave-pilastro. E' adatto per infrastrutture, grandi opere, così come per l'edilizia residenziale.

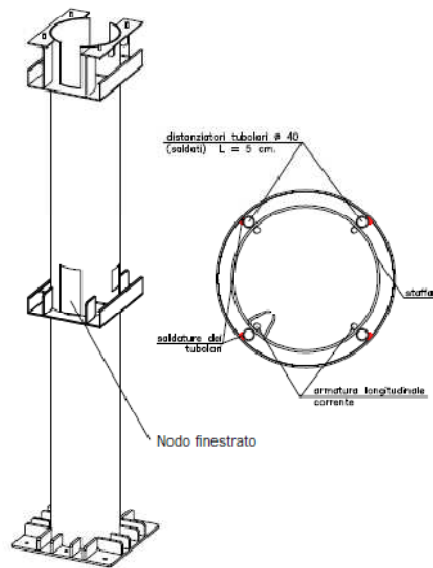
Il pilastro a dilatazione trasversale impedita (figura 1.10) è costituito da profili metallici di sezione circolare, quadra o rettangolare, generalmente riempiti di calcestruzzo. Coniuga la versatilità di una struttura metallica in fase provvisoria alla resistenza di una struttura mista acciaio-calcestruzzo in fase di esercizio. Può essere fornito con saldatura elicoidale o verticale e qualora fosse richiesto in versione pluripiano, anche con sezione differenziata per ciascun interpiano.



Figura 1.10 - Pilastro tubolare cavo riempito con cls

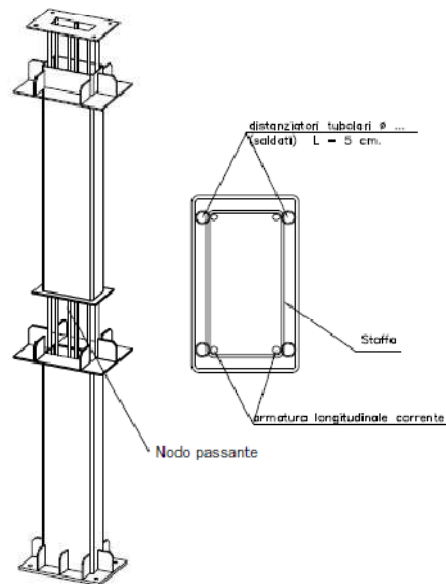
Sezioni Pilastri:

sezione circolare con nodo finestrato



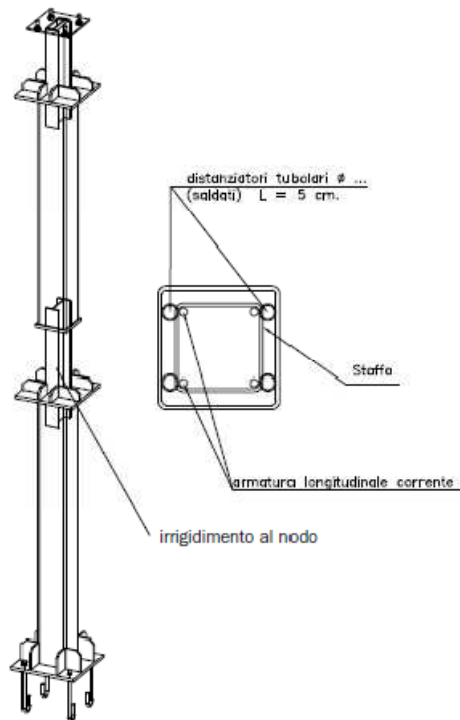
Diametri disponibili (\varnothing mm):
323/355/406/457/408/558/609
660/711/768/812/863/914

sezione rettangolare con passante al nodo



Misure disponibili (mm):
350x250/400x250/400x300
450x250/500x300

sezione quadrata
con irrigidimento al nodo



Misure disponibili (mm):
250/300/350/400

B. PILASTRO CON DISPOSITIVO ANTISISMICO PREINSTALLATO

Indicato per costruzioni in zona sismica, il Pilastro con dispositivo antisismico preinstallato è sismo-resistente già in fase di cantiere e resistente al fuoco secondo le prescrizioni del DM 16.02.2007.

Avendo riserve di duttilità superiori rispetto ai sistemi in cemento armato, assorbe in modo migliore l'azione sismica riducendo le sollecitazioni sulla struttura sovrastante.

Questa tipologia di pilastro (figura 1.11) a dilatazione trasversale impedita, è dotato di dispositivo antisismico preinstallato in stabilimento assicurando così resistenza sismica già in fase di costruzione dell'edificio. Si compone di:

- tronco superiore con camicia in acciaio S275/S355 ai sensi della norma UNI EN 10219-1, dotato di dispositivi di ancoraggio al tronco inferiore e flange di appoggio interpiano, necessarie alla messa in opera del prodotto e delle travi di ciascun impalcato;
- tronco inferiore con camicia in acciaio S275/S355 ai sensi della norma UNI EN 10219-1, dotato di una piastra metallica superiore per l'alloggiamento del dispositivo sismico e di una piastra inferiore per l'ancoraggio dei tirafondi;

- dispositivo antisismico (isolatore o dissipatore) ed elementi di bloccaggio. Il tronco inferiore è in grado di resistere alle sollecitazioni sismiche e quello superiore è dimensionato proporzionalmente allo smorzamento garantito dal dispositivo antisismico.



Figura 1.11 - Pilastro con dispositivo antisismico

1.4 Principi di progettazione

La progettazione deve garantire la sicurezza, la robustezza e un buon comportamento strutturale dei sistemi tralicciati durante tutte le fasi della loro realizzazione, in esercizio ed in corrispondenza delle condizioni ultime.

Il Sistema REP prevede varianti costruttive per ogni tipo di prodotto, affinché si realizzi l'abbinamento ottimale trave-pilastro, trave-solaio. La scelta progettuale relativa alla tipologia di prodotto REP da impiegare in una costruzione può essere determinata sulla base del tipo di edificio e sulla sua ubicazione, con particolare riferimento al coefficiente sismico della zona ed alla classe di resistenza al fuoco richiesta nell'opera. Il sistema di connessioni interpiano può essere realizzato attraverso armature aggiuntive in corrispondenza dei nodi.

La continuità strutturale è infatti garantita da connessioni REP TRC realizzate interamente in acciaio liscio da carpenteria S355 ai sensi della norma UNI EN 10025-2, quali armature per il taglio e per i momenti negativi, garantendo una corretta applicabilità anche in zona sismica e nelle situazioni in cui sono richiesti particolari

vincoli. In determinati casi ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

1.4.1 Schema dei carichi

Il Sistema costruttivo REP richiede che i carichi siano suddivisi tra carichi agenti in 1a fase sulla trave metallica considerata in semplice appoggio e senza collaborazione del calcestruzzo ed in carichi agenti in 2° fase sulle travi a struttura ultimata. I carichi devono dunque essere distinti in carichi iniziali di 1° fase, carichi permanenti di 1° e di 2° fase e sovraccarichi.

- Carichi iniziali di 1° fase:

- peso proprio della struttura metallica;
- peso del getto del calcestruzzo;
- quota di influenza del solaio compreso tra la trave ed il primo rompitratta;
- ulteriori carichi sia concentrati che distribuiti, ivi compresi eventuali carichi derivanti da elementi strutturali poggiati stabilmente sulla trave o inseriti provvisoriamente su di essa in 1a fase.

- Carichi permanenti di 2° fase:

- carichi permanenti derivanti dalla 1a fase;
- incidenza dei tramezzi;
- peso del massetto, del pavimento e dell'intonaco;
- peso di eventuali arredi fissi;
- la parte fissa di eventuali ulteriori carichi concentrati gravanti sulla trave (pilastri, muri portanti,...).

Sovraccarichi:

- sovraccarichi accidentali;
- la parte accidentale di eventuali carichi concentrati gravanti sulla trave (pilastri, muri portanti,...).

1.4.2 Valutazione delle sollecitazioni

Le sollecitazioni dovute ai carichi di I fase

In I fase le travi REP vengono dimensionate come strutture reticolari metalliche, considerando isostatiche le travi normali. La trave REP, considerando solo i carichi

iniziali, viene calcolata in autoportanza verificando le aste di parete compresse al carico di punta ed il corrente superiore allo svergolamento laterale.

Le sollecitazioni dovute ai carichi di II fase e totali

In II fase le travi REP sono in condizione di continuità strutturale e presentano lo schema statico di travi continue con incastri elastici in estremità; sono calcolate prevedendo i carichi distribuiti sulle campate in modo da indurre in ogni sezione le massime caratteristiche della sollecitazione di flessione e di taglio.

Tutto lo sforzo di taglio deve essere assorbito dall'anima. La reticolare deve essere verificata sia agli effetti degli sforzi assiali sulle aste tese e compresse della trave metallica che agli sforzi di scorrimento della trave mista.

Il corrente inferiore è l'elemento della trave resistente a trazione che deve essere dimensionato in funzione degli effetti di I fase combinati con le sollecitazioni dovute al massimo valore flettente agente in II fase.

Il terminale, spesso ritenuto erroneamente solo atto a migliorare la distribuzione dei carichi iniziali, fungendo da dispositivo antiribaltamento durante la fase di montaggio dei solai, rappresenta il primo nodo di una struttura reticolare di collegamento con gli elementi verticali. Si considera inoltre, in fase di dimensionamento, che tale elemento trasversale deve assolvere in II fase alla funzione di dispositivo di ancoraggio atto a resistere alle azioni di scorrimento tra calcestruzzo e trave reticolare metallica.

1.4.3 Verifiche agli stati limite ultimi

Verifiche prima fase

Prima dell'indurimento del calcestruzzo integrativo, il traliccio delle travi reticolari miste autoportanti deve essere verificato in conformità con la normativa nazionale vigente in materia di costruzioni di acciaio o, se non applicabile, sulla base di giustificazioni teoriche validate da sperimentazione. Per queste tipologie di travi, le modalità di collasso per instabilità possono essere distinte in tre tipologie: a) instabilità di singole aste, b) instabilità di insieme del corrente compresso, c) instabilità flessio-torsionale della trave. I criteri classici dell'instabilità possono essere utilizzati solamente nel primo caso, definendo opportunamente la lunghezza libera di inflessione dell'asta. Nel secondo caso, il corrente superiore, trattenuto dagli elementi diagonali, può in stabilizzarsi con una lunghezza libera che coinvolge più campi, in funzione della rigidità flessionale trasversale dei diagonali stessi. L'instabilità flessio-torsionale,

infine, coinvolge l'intera trave, con una lunghezza d'onda che può estendersi fino alla lunghezza della trave stessa.

Se la struttura può essere considerata un traliccio perfetto tutte le barre sono soggette a trazione o a compressione. La resistenza di progetto a trazione delle fibre più sollecitate può essere calcolata come:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove A è l'area della sezione lorda, f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio e γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza (per la resistenza della sezione trasversale) che può essere valutato in base al codice vigente.

Gli elementi compressi devono essere verificati nei confronti dell'instabilità e tale resistenza può essere valutata come segue:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

dove χ è il fattore di riduzione di instabilità e γ_{M1} è il coefficiente parziale di sicurezza. Il valore di χ può essere determinato secondo l'Eurocodice 3 in funzione della snellezza λ

$$\chi = \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2})} \leq 1$$

dove

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\alpha = 0,49$ è un fattore di imperfezione e N_{cr} è il carico elastico critico per la modalità di instabilità in base alle proprietà sezionali lordi.

Nel caso in cui sono presenti delle eccentricità, in generale, ogni sezione è sottoposta a flessione e alle azioni assiali. In questo caso la resistenza a flessione di ciascuna sezione può essere determinata come:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione.

Verifiche seconda fase

Dopo l'indurimento del calcestruzzo, le travi REP devono essere verificate, in funzione della tipologia, in conformità con la normativa nazionale vigente in materia di costruzioni in c.a. e o di travi composte in acciaio-clc.

Nella determinazione del momento resistente ultimo di una sezione trasversale si possono introdurre le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra armatura e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla
- l'area di acciaio del traliccio lavora sino alla sua resistenza allo snervamento di progetto in tensione o in compressione;
- l'area effettiva del calcestruzzo in compressione resiste con uno stress dell' 85% della sua resistenza a compressione di progetto (figura 1.12)

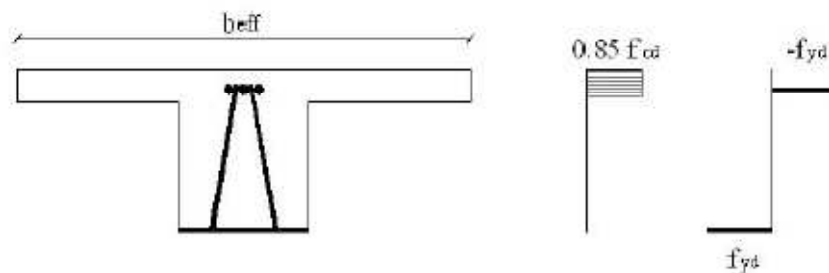


Figura 1.12 - Calcolo momento resistente positivo plastico

Valutazione del momento resistente plastico (imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno al punto di applicazione della risultante delle compressioni del calcestruzzo):

$$M_{pl,Rd} = f_{yk} \cdot A_s \cdot d \cdot (1 - \xi)$$

e imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale della sezione trasversale si ricava la posizione dell' asse neutro:

$$\xi = \frac{f_{yk} \cdot (A_s - A'_s)}{(0,85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d)}$$

dove

B è l'effettiva larghezza del calcestruzzo compresso, d è l'altezza utile, $\xi = x/d$ è la profondità dell'asse neutro adimensionale, A_s e A'_s sono rispettivamente le aree tese e compresse delle barre di armatura.

La resistenza a taglio di una trave reticolare mista deve essere valutata adottando un adeguato modello a traliccio. Gli elementi resistenti del traliccio sono: il corrente compresso di calcestruzzo, il fondello e/o le barre longitudinali, la struttura d'anima. In particolare, la struttura d'anima è per sua natura iperstatica, essendo costituita dagli elementi (tesi e compressi o entrambi tesi) di parete che formano il traliccio e dai puntoni d'anima di calcestruzzo inclinati di un angolo ϑ (figura 1.13).

Tuttavia, si possono adottare modelli semplificati isostatici del tipo:

- struttura d'anima isostatica interamente metallica costituita dagli elementi di parete che formano il traliccio della trave.(figura 1.14)
- struttura d'anima isostatica non interamente metallica, costituita dagli elementi di parete tesi che formano il traliccio metallico e dai puntoni d'anima di calcestruzzo inclinati di un angolo ϑ (figura 1.15).

In presenza di armatura aggiuntiva a taglio, costituita da staffe verticali, è possibile considerare un ulteriore modello semplificato costituito da tali staffe e puntoni d'anima di calcestruzzo inclinati di un angolo ϑ .(figura 1.16).

La valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti a taglio deve essere effettuata utilizzando formule di comprovata affidabilità in funzione del modello adottato.

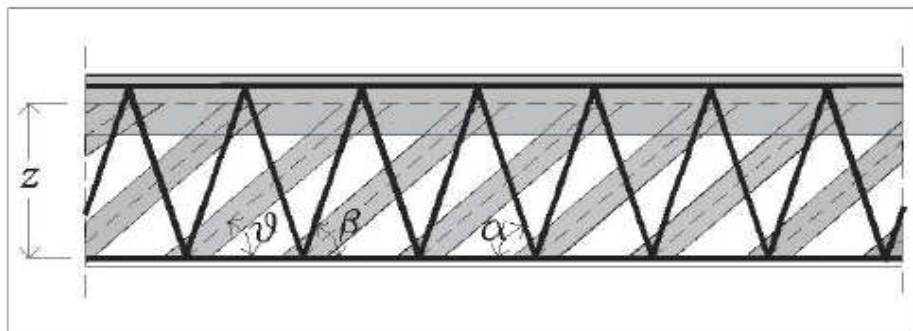


Figura1.13 - Modello a traliccio iperstatico

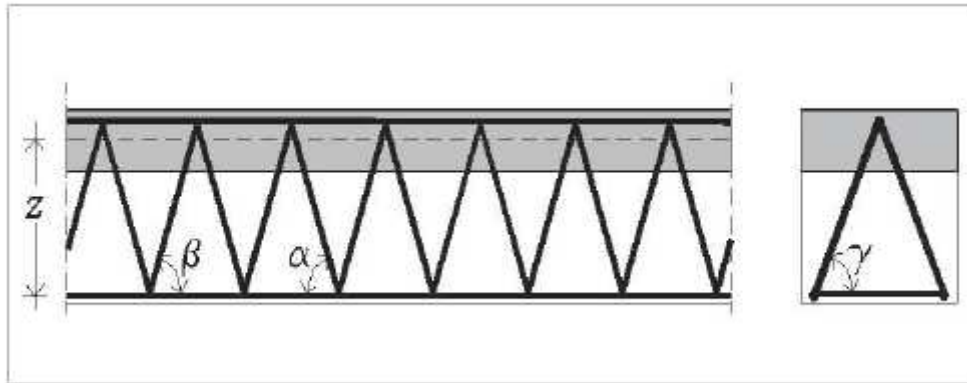


Figura 1.14 - Modello a traliccio con struttura d'anima isostatica interamente metallica

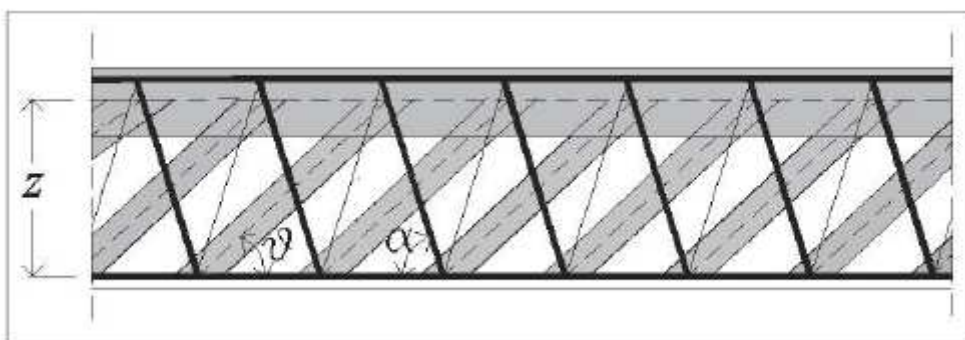


Figura 1.15 - Modello a traliccio con struttura d'anima isostatica non interamente metallica

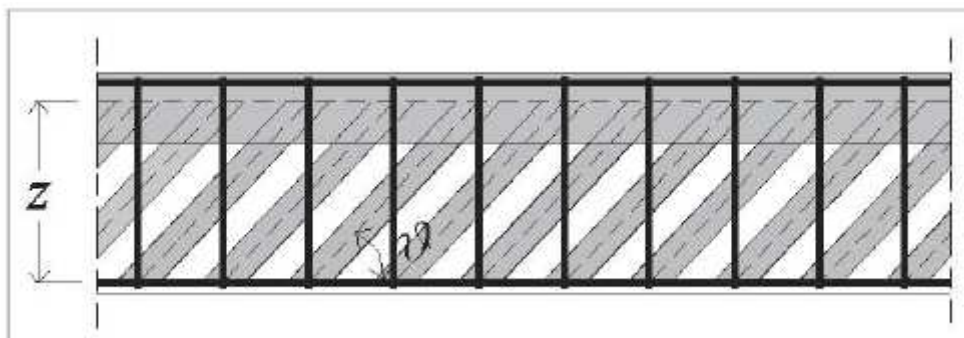


Figura 1.16 - Modello a traliccio con struttura d'anima tradizionale

Quindi la resistenza a taglio della sezione può essere valutato con la seguente formula simile a quella contenuta nella precedente versione del Eurocodice 2 :

$$V_{Rd} = V_{sd}$$

V_{sd} è il contributo dell'acciaio.

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\cotg\vartheta + \cotg\alpha) \cdot \sin\alpha \cdot \cos\beta}{s}$$

A_{sw} : area armature trasversali

d: altezza utile della sezione

θ : angolo tra il puntone compressione calcestruzzo e l'asse del fascio perpendicolare alla forza di taglio

α : angolo di inclinazione delle barre di armatura trasversale

s: passo armature

1.4.4 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le strutture realizzate mediante sistemi tralicciati misti dovranno in generale essere verificate nei confronti dei seguenti stati limite di esercizio:

- a) Fenomeni di danneggiamento locali quali la fessurazione del calcestruzzo o la perdita di aderenza fra elementi metallici e conglomerato che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza e/o il suo aspetto;
- b) Spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzioni, la sua efficienza e/o il suo aspetto;
- c) Spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) Vibrazioni che possano compromettere l'uso della struttura;
- e) Danni per fatica che possano compromettere la durabilità della struttura;
- f) Corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;
- g) Eccessive tensioni sui materiali che ne possono limitare la durabilità e l'efficienza.

1.4.5. Riferimenti normativi

- Premessa:

L'espressione travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante indica, in termini generali, una tecnica costruttiva che comprende numerosi tipi di travi tralicciate. Occorre, in primo luogo, definire, con riferimento al Capitolo 4,

punto 4.6 delle NTC 2008, sulla base della tipologia strutturale, in quale categoria rientri una specifica struttura reticolare mista.

A tale scopo si individuano tre categorie entro le quali inquadrare ciascuna tipologia strutturale:

- a) strutture composte acciaio-calcestruzzo;
- b) strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso;
- c) strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle due categorie sopra elencate.

Delle tre categorie sopra indicate, le prime due non ricadono nell'ambito di applicazione del citato punto 4.6 delle NTC 2008, in quanto espressamente disciplinate, rispettivamente, dai paragrafi 4.3 e 4.1 delle Norme stesse, come verrà precisato nel seguito.

La terza categoria, invece, comprende quei tipi che, per principi, modelli di calcolo e materiali, non possono essere ricompresi nelle prime due.

Per tutte le predette categorie si individuano due fasi costruttive; una prima fase in cui è resistente la sola parte in acciaio e una seconda fase in cui anche il calcestruzzo di completamento è indurito.

- Requisiti e principi di classificazione:

Ai fini dell'appartenenza ad una delle categorie sopra definite, si riportano nel seguito i principi di classificazione delle travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante:

a) Travi composte acciaio - calcestruzzo

Come è noto, l'appartenenza alle strutture composte è caratterizzata dalla presenza di connessioni a taglio in grado di impedire lo scorrimento e il distacco tra i due materiali (calcestruzzo e acciaio); ciò con riferimento sia alle NTC 2008 sia all'Eurocodice EN1994 Strutture Composte.

Si richiama in proposito il 2° capoverso del punto 4.3 Costruzioni Composte di Acciaio-Calcestruzzo delle NTC 2008: "*Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato.*" Analogo concetto può essere individuato nell'EN 1994.1.1 al punto 1.5.2.1.

Inoltre, l'appartenenza alle strutture composte è condizionata all'impiego di solo acciaio da carpenteria (piatti, profilati, ecc.) per la parte che assicura la portanza in prima fase (normalmente prefabbricata).

Tale concetto è richiamato in termini generali nel 3° capoverso del punto 4.3 Costruzioni Composte Acciaio-Calcestruzzo delle NTC 2008 “*Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo, per la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti §§ 4.1 e 4.2 relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio, rispettivamente*”. Lo stesso concetto è poi ulteriormente precisato nel punto 4.3.3.1.1 Materiali delle NTC 2008. Peraltro anche nell'EN 1994.1.1 il punto 3 *Materiali* precisa in modo inequivocabile le caratteristiche dei materiali da impiegare nelle diverse parti delle strutture composte (calcestruzzo, acciaio da c.a., acciaio da carpenteria).

Il modello di calcolo adottato, in particolare per le verifiche a taglio, deve essere coerente con i modelli previsti nelle NTC 2008. Di conseguenza, poiché si fa riferimento alle strutture composte, la resistenza a taglio dovrà essere conseguita dalla sola parte in carpenteria; non è infatti ammesso l'uso di acciai da carpenteria nel modello taglio resistente nel calcestruzzo armato.

In particolare il punto 4.3.4.2.2. Resistenza a taglio delle NTC 2008 attribuisce la resistenza a taglio alla sola trave metallica: “*La resistenza a taglio verticale della trave metallica, $V_{c,Rd}$, può essere determinata in via semplificativa come indicato in § 4.2.4.1.2. Per la soletta in cemento armato dovranno comunque eseguirsi le opportune verifiche.*” Lo stesso concetto è ripreso nell'EN 1994-1-1 al punto 6.2.2 Resistenza a taglio verticale, che prevede in linea generale il solo effetto resistente della trave in acciaio, a meno che non si sia valutato, con modelli consolidati, il contributo parallelo della sola parte di calcestruzzo alla resistenza totale.

b) Travi in calcestruzzo armato normale o precompresso

L'appartenenza alle strutture in calcestruzzo armato e/o precompresso implica che la capacità portante di 2a fase venga garantita esclusivamente dal calcestruzzo e dall'acciaio da c.a. o da c.a.p., secondo gli specifici modelli previsti dalle NTC 2008.

Sulla base delle stesse considerazioni già avanzate sopra in a), in questo caso non è consentito prendere in conto nella fase finale di funzionamento il contributo dell'acciaio da carpenteria. In definitiva, l'acciaio da carpenteria utilizzato per la 1a fase non può

essere preso in conto nella definizione del modello resistente di 2a fase. Lo stesso acciaio, peraltro, dovrà essere adeguatamente protetto contro la corrosione.

c) Travi non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle categorie a) e b)

Le travi tralicciate non riconducibili alle categorie a) e b) richiedono che venga per esse documentata l'esistenza di margini di sicurezza, funzionalità, durabilità e robustezza non inferiori a quelli previsti dalle NTC 2008.

A tale scopo è necessario che :

I. si identifichino precise tipologie di riferimento per materiali, geometria, schema statico e modalità d'impiego;

II. si effettui per ogni tipologia adeguata sperimentazione su campioni e modelli sia relativamente alla 1a fase sia relativamente alla 2a fase, in condizioni di esercizio ed ultime; nella sperimentazione su campioni costituiscono utile riferimento i principi della "progettazione assistita da prove", contenuti nell'EN1990, Appendice D. Naturalmente la sperimentazione relativa alla 1a fase non è necessaria quando la struttura resistente in tale fase sia riconducibile alle categorie a) o b);

III. si definiscano modelli di calcolo attendibili e giustificati anch'essi dalla sperimentazione, eventualmente integrata da adeguate analisi numeriche.

Si riportano qui di seguito gli elementi essenziali caratterizzanti la sperimentazione:

1. le prove debbono riprodurre in maniera significativa le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni delle azioni previste dalle NTC 2008 nelle condizioni di vincolo della struttura reale, sia per gli SLU sia per gli SLE. Esse debbono avere come obiettivo quello di determinare direttamente la resistenza ultima e il comportamento in esercizio della struttura o dell'elemento strutturale, avuto riguardo all'appoggio e alla continuità sullo stesso appoggio. Particolare attenzione andrà posta in presenza di fenomeni di instabilità globale o locale, nonché all'unione di materiali diversi;

2. il numero di prove sperimentali deve essere tale da consentire l'elaborazione di un modello empirico, oppure la definizione di un modello fisico. Il numero di prove dovrà essere ovviamente commisurato all'obiettivo da raggiungere: significativa elaborazione statistica per il modello empirico e conferma sperimentale del meccanismo resistente per il modello fisico;

3. nella sperimentazione si dovrà tener conto delle azioni di lunga durata e, quando rilevanti, di quelle ripetute;

4. le esperienze debbono accertare che siano soddisfatte le verifiche, sia nei confronti degli SLU, che degli SLE; nell'elaborazione dei risultati sperimentali, finalizzata alla definizione del modello resistente, si devono adottare gli stessi coefficienti parziali di sicurezza di cui alle NTC 2008;

5. le esperienze debbono essere effettuate a cura di un Laboratorio Ufficiale di cui al comma 1, art. 59 del DPR 380/01.

I principi sopra esposti dovranno, in conclusione, consentire di definire un modello resistente per il progetto, da adottare per il calcolo dei manufatti da produrre.

- Specifiche di progettazione, produzione ed esecuzione

Per qualsiasi categoria prodotta, devono essere indicate tutte le necessarie specifiche progettuali e di esecuzione, quali caratteristiche dei materiali, particolari costruttivi, tolleranze, copriferro, nonché i limiti di impiego.

Si devono inoltre adottare idonee procedure di controllo del processo di produzione in fabbrica ai sensi delle NTC 2008 Capitolo 11, punto 1. A tal fine, il sistema di controllo della produzione in fabbrica deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006, autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

- Procedure tecnico-amministrative

Nel caso in cui il produttore ritenga che la trave prodotta appartenga ad una delle prime due categorie indicate al paragrafo 2 con le lettere a) e b), dovrà documentare tale circostanza al Servizio Tecnico Centrale con apposita relazione descrittiva e di calcolo, idonea a dimostrare il rispetto delle caratteristiche e dei requisiti richiesti per la specifica categoria.

Il Servizio Tecnico Centrale, esaminata la documentazione e accertata l'appartenenza ad una delle due categorie predette, ne darà conferma al richiedente, precisando che la produzione dovrà rispettare le caratteristiche della tipologia depositata presso il Servizio stesso.

Per le travi appartenenti alla terza categoria del paragrafo 2 (lettera c) ciascun produttore dovrà richiedere al Servizio Tecnico Centrale il rilascio dell'autorizzazione all'impiego, come previsto dal punto 4.6 delle NTC 2008. La richiesta, che non riguarderà singoli impieghi, ma lo specifico tipo in esame, dovrà essere accompagnata

da idonea documentazione atta a dimostrare il rispetto di tutte le disposizioni di cui alla lettera c) del citato paragrafo 2.

2. Analisi delle strutture in condizioni di incendio

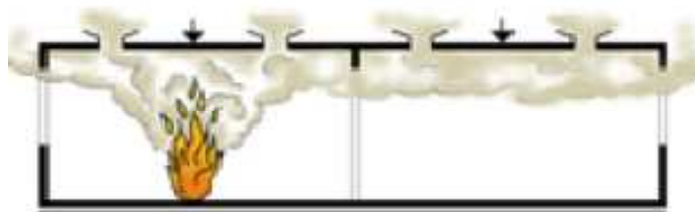
2.1 Resistenza al fuoco di un elemento

Il concetto di resistenza al fuoco viene definito, nell'ambito della normativa nazionale, come l'attitudine di un elemento da costruzioni, componente o struttura, a conservare, secondo un programma termico prestabilito e per un tempo determinato, in tutto o in parte, i seguenti requisiti:

- La stabilità o capacità portante **R**: l'attitudine di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco, capacità della struttura o di una sua membratura di sopportare le azioni specifiche durante la pertinente esposizione al fuoco (Eurocodici)
- La tenuta o integrità **E**: attitudine di un elemento da costruzione a non lasciar passare né produrre, se sottoposto all'azione del fuoco su un lato, fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto, capacità delle membrature di separazione a prevenire il passaggio di gas caldi o l'ignizione al di là della superficie esposta, durante la pertinente esposizione al fuoco (Eurocodici)
- L'isolamento termico **I**: l'attitudine di un elemento da costruzione a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore, capacità di una membratura di separazione di prevenire un'eccessiva trasmissione di calore (Eurocodici)

In definitiva:

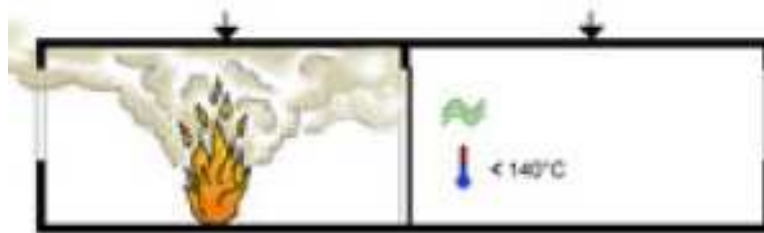
Con il simbolo **R** si identifica un elemento costruttivo che, in caso di incendio, deve conservare la sola stabilità (ad esempio una trave o un pilastro isolati)



Con il simbolo **RE** si identifica un elemento costruttivo che deve conservare sia la stabilità sia la tenuta (ad esempio un muro o un solaio che hanno funzione di separazione e per i quali non è necessario limitare l'incremento di temperatura sulla faccia dell'elemento non esposta all'incendio)



Con il simbolo **REI** si identifica un elemento costruttivo che deve conservare la stabilità, la tenuta e l'isolamento (come l'esempio precedente quando si vuole anche limitare l'incremento di temperatura sulla faccia dell'elemento non esposta all'incendio).



2.2 Approcci per la progettazione

La prestazione di un'opera o di un prodotto da costruzione è relativa ad una specifica *azione*. Per azione si intende un'azione meccanica (ad esempio i carichi applicati, le forze risultanti dalle espansioni termiche impedito, gli urti), un'azione termica, un'azione determinata dalle condizioni ambientali o da una combinazione di queste.

Tra le *azioni termiche*, per i differenti effetti che hanno sugli elementi della struttura portante, sono distinti i seguenti livelli di esposizione:

- piccola sorgente di ignizione (tipo fiammifero);
- singoli elementi di combustione (combustione di un arredo, di singoli materiali stoccati in un edificio industriale);
- incendi pienamente sviluppati.

In presenza di azioni termiche, la valutazione della resistenza al fuoco delle strutture può essere condotta secondo le seguenti possibilità:

- analisi di scenari di incendio convenzionali (ad esempio esposizione alla curva di incendio standard temperatura-tempo);
- analisi di scenari di incendio naturali.

Queste due possibilità danno luogo a due differenti approcci per la valutazione della sicurezza strutturale in caso di incendio, un *approccio prescrittivo* ed un *approccio prestazionale*, che di seguito vengono presentati.

2.2.1 Approccio prescrittivo

Per alcune attività svolte negli edifici i regolamenti nazionali stabiliscono un periodo minimo di stabilità delle strutture portanti, espresso in termini di tempo di resistenza all'azione di un incendio convenzionale. Con questo tipo di approccio, detto *approccio prescrittivo*, è la norma vigente che stabilisce le condizioni sufficienti per il raggiungimento del requisito di sicurezza in caso di incendio (ovviamente nei limiti attribuibili al ruolo svolto dalle strutture portanti).

Per la definizione degli scenari di incendio convenzionali, a livello internazionale è stato concordato di utilizzare la *curva standard temperatura-tempo*, introdotta da ISO 834 parte 1 (ISO 834-1, 1999), come modello per un incendio pienamente sviluppato:

$$\vartheta = \vartheta_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1)$$

Per i casi in cui la severità dell'azione termica di un incendio può essere più elevata o inferiore rispetto ai livelli definiti dalla curva di incendio standard, sono state definite altre due curve temperatura-tempo di tipo armonizzato, rispettivamente la *curva da idrocarburi* e la *smouldering curve*:

$$\vartheta = 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + \vartheta_0$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \vartheta = 154 \cdot t^{0,25} + 20 & \text{per } 0 \leq t \leq 21 \text{ min} \\ \vartheta = 345 \cdot \log_{10}[8 \cdot (t - 20) + 1] + 20 & \text{per } t > 21 \text{ min} \end{array} \right.$$

in cui t è il tempo a partire dall'inizio dell'incendio [min], θ è la temperatura dei gas [°C] e θ_0 è la temperatura iniziale dei gas [°C].

Questa seconda curva viene utilizzata in quelle circostanze in cui la prestazione dei prodotti può essere ridotta nel caso di un'esposizione all'incendio di livello inferiore rispetto a quella della curva di incendio standard (come ad esempio nella valutazione del comportamento di alcuni rivestimenti protettivi, quali le vernici intumescenti).

Nell'ambito delle norme emanate successivamente viene definita anche un'altra curva di incendio temperatura-tempo di tipo armonizzato, la *curva degli incendi esterni*:

$$\vartheta = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 \cdot t}) + \vartheta_0$$

Ovviamente, quando si applica un approccio prescrittivo, l'analisi strutturale sarà rivolta a garantire la stabilità almeno per il tempo di esposizione all'incendio stabilito dalla norma di riferimento.

Si potrà notare come, se l'approccio seguito è quello prescrittivo, le normative di riferimento consentono opportune semplificazioni nella schematizzazione strutturale, al fine di rendere più veloce la valutazione della resistenza al fuoco delle strutture portanti.

In particolare, l'approccio

correntemente assunto, ad esempio in EN 1991-1-2 (2002) o in D.M. 09/03/07, è che una determinata resistenza al fuoco di una struttura sia soddisfatta se è dimostrato che la resistenza al fuoco dei suoi elementi non sia inferiore e se essa non venga ridotta dal comportamento dei collegamenti.

Tuttavia è da ricordare come le deformazioni e le dilatazioni causate dall'incremento di temperatura, ma contrastate dai vincoli o dalla iperstaticità strutturale, possono giocare un ruolo importante per la stabilità della struttura in condizioni di incendio. Trascurare la loro presenza non sempre risulta a favore di sicurezza. In pratica ciò è consentito laddove, attraverso l'adozione di una classe di resistenza al fuoco stabilita nell'ambito di un approccio prescrittivo, viene messa in conto un'azione termica sensibilmente maggiore rispetto a quella che nella realtà può verificarsi. Nei casi in cui ciò non avviene, come ad esempio può succedere quando l'azione termica è definita mediante l'analisi di incendi naturali, l'analisi strutturale non può trascurare questi effetti. Essa quindi, come vedremo nel seguito, non può essere condotta nelle ipotesi semplificative valide per l'approccio prescrittivo.

Nella tabella 2.1 sono riportati i risultati di un'analisi condotta nell'ambito di un progetto di ricerca europeo (CEC Agreement 7210, 1999) e aggiornati nel 2006 nell'ambito dei lavori della Commissione per la sicurezza delle costruzioni in acciaio in caso di incendio, che ha messo a confronto diverse tipologie di edifici ed i valori prescrittivi della resistenza al fuoco richiesti per le strutture portanti dalle norme vigenti nei diversi Paesi della Comunità Europea.

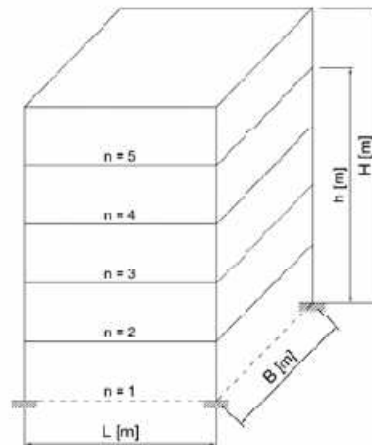
Tipo di edificio	n	h	H	X	L	b	X(*)	S	B	CH	D	F	I	L	NL	FIN	E	UK
Centri commerciali	1	n	4	500	80	80	4	si	0	0	0	0 / 30	60/90 (7)	30	0	0	90	0 (8)
								no	(1)	(1) (10)	(1)	30	90/120 (7)	(3)	0	60	90	0 (8)
Locali di pubblico spettacolo	2	5	9	1000	60	30	4	si	0	0	(2)	60	-	30	0	60(4)	90	30
								no	0	30	90	60	60	30	0	60(5)	90	60
Scuole	4	12	16	300	60	20	4	si	60(6)	0-30 (10)	(2)	60	-	90	60	60(4)	60	60
								no	60(6)	60	90	60	60	90	60	60(5)	60	60
Piccoli edifici per uffici	4	10	13	50	50	30	2	si	60(6)	0-30 (10)	(2)	60	-	90	60	60(4)	60	30
								no	60(6)	(1) (10)	90	60	60	90	60	60(5)	60	60
Alberghi	6	16	20	60	50	30	2	si	60(6)	30-60 (10)	(2)	60	(11)	90	60	60(4)	90	60
								no	60(6)	60	90	60	60	90	60	60(5)	90	60
Ospedali	8	24.5	28	60	70	30	2	si	120	60	(2)	60	(12)	90/120	120	60(4)	120	90
								no	120	90	90	60	120	120	120	60(5)	120	90
Medi edifici per uffici	11	33	37	50	50	30	2	si	120	60-90 (10)	(2)	120	-	90	60	120(4)	120	120
								no	120	90	90	120	90	120	90	120(5)	120	(3)
Grandi edifici per uffici	31	90	93	100	50	50	2	si	120	90	90	120	-	120	90	120(4)	120	120
								no	120	90 (10)	(3)	120	120	(3)	90	120(5)	120	(3)
Parcheggi chiusi	2	-	-6	-	-	-	-	-	120	60	90	30-90	90	90	?	60	120	120
Parcheggi aperti	8	-	22	-	-	-	-	-	60	-	0	30-90	90	90	60	60	120	15

Tabella 2.1 Confronto tra i requisiti di resistenza al fuoco richiesti per le strutture portanti dalla norme di alcuni paesi europei.

n = numero dei piani (incluso piano terra)
 h = altezza dell'ultimo piano calpestabile
 H = altezza del tetto
 L = larghezza del compartimento
 B = lunghezza del compartimento
 X = numero di persone per ogni piano
 $X(*)$ = numero di uscite
 S = sprinkler

NOTE

- (1) dimensioni del compartimento troppo grandi
- (2) nessun regolamento adottato
- (3) non permesso
- (4) $q > 600 \text{ MJ/m}^2$ piano
- (5) $q < 600 \text{ MJ/m}^2$ piano
- (6) nuovi edifici + estensioni o ristrutturazioni edifici esistenti
- (7) periodi normalmente richiesti dalle autorità locali
(non c'è ancora norma nazionale)



Per le tipologie di edifici che vengono analizzate, una volta verificate alcune caratteristiche geometriche e funzionali generali, si individua il livello di prestazione, stabilendo quindi l'obiettivo di sicurezza strutturale in caso di incendio corrispondente al mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente

all'evacuazione degli occupanti. Seguendo questo approccio sono specificate le classi minime di resistenza al fuoco necessarie per garantire questo livello di prestazione, in funzione del numero dei piani e dell'ubicazione dell'edificio.

2.2.2 Approccio prestazionale o ingegneristico

I concetti e le definizioni stabiliti con la direttiva 89/106/CEE consentono la concreta applicazione di un approccio per la valutazione della sicurezza in caso di incendio alternativo a quello prescrittivo, che, fino ad oggi, si è sviluppato soprattutto nell'ambito dell'ingegneria strutturale. Infatti, i principi delineati nel Documento Interpretativo n. 2 per la definizione dell'approccio ingegneristico consentono di verificare se le prestazioni della struttura portante di una costruzione siano compatibili o meno con gli obiettivi che determinano il raggiungimento del requisito di sicurezza in caso di incendio. Questo tipo di approccio è detto approccio prestazionale o ingegneristico.

Ricordiamo le funzioni affidate alla stabilità di una costruzione verso cui deve essere indirizzata l'analisi strutturale nella condizione di incendio. Essa è necessaria per:

- consentire la sicurezza degli occupanti durante il tempo nel quale essi rimangono dentro l'edificio;
- garantire la sicurezza delle squadre di soccorso;
- evitare crolli che possono causare pericolo per le persone;
- permettere che i prodotti da costruzione utilizzati per la sicurezza in caso di incendio possano svolgere la loro funzione per tutto il tempo necessario.

Il primo passo dell'applicazione di un approccio prestazionale è la valutazione dell'azione termica, che avviene mediante l'analisi di scenari di incendio naturali che descrivono qualitativamente l'evoluzione di un incendio ed individuano gli eventi chiave che lo caratterizzano e che lo differenziano dagli altri incendi. In pratica devono essere selezionati, tra quelli prevedibili, i più pericolosi scenari di incendio ai fini della stabilità strutturale.

Successivamente, per ognuno degli scenari di incendio definiti, sono necessari, in generale, i seguenti punti:

- valutazione del tipo e della quantità di combustibili presenti, con il relativo tasso di combustione;
- determinazione dei quantitativi di aria disponibile durante la combustione (in funzione degli scambi con l'esterno);

- individuazione della geometria dell'ambiente confinato, definita dal compartimento;
- definizione delle proprietà termiche della frontiera del compartimento, come pavimenti, pareti e soffitti.

Inoltre, a seconda della particolare strategia antincendio adottata, la valutazione può includere anche:

- l'influenza degli impianti di spegnimento dell'incendio (ad esempio gli *sprinkler*);
- l'intervento delle squadre di soccorso.

Il passo successivo di questo approccio è l'analisi strutturale. Essa deve mirare a valutare le condizioni di stabilità delle strutture portanti dell'edificio in presenza delle azioni termiche individuate per ognuno degli scenari di incendio analizzati e degli altri carichi agenti.

Nella figura 2.1 è presentato uno schema generale, definito nell'ambito della ricerca europea (CEC Agreement 7210, 1999), di applicazione dell'approccio prestazionale per la valutazione della sicurezza strutturale in condizioni di incendio.

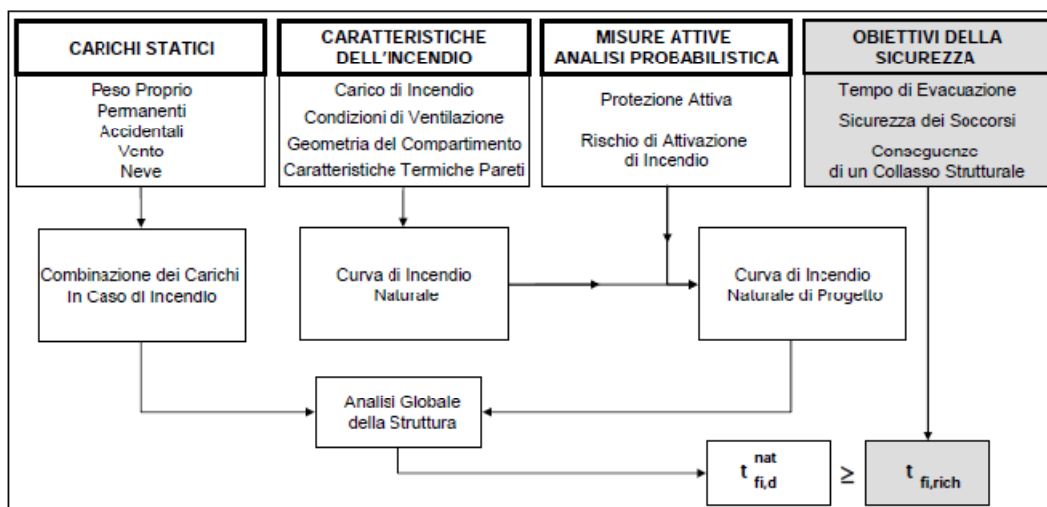


Figura 2.1- Schema generale di approccio prestazionale per la valutazione della sicurezza delle strutture in caso di incendio

2.3 Verifiche nel dominio nel tempo, della resistenza e delle temperature

Nell'ambito delle normative vigenti (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008) il caso di incendio è assunto come una “*situazione di progetto eccezionale*” e la verifica di resistenza al fuoco, intesa come requisito R , viene condotta allo stato limite ultimo.

Per una struttura nel suo complesso o per un suo componente, essa può in generale essere effettuata:

a) nel *dominio del tempo*:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,richiesto}$$

(tempo di resistenza al fuoco di progetto \geq tempo di resistenza al fuoco richiesto);

b) o nel *dominio della resistenza*:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

(resistenza di progetto dell'elemento in esame in condizioni di incendio al tempo $t \geq$ valore di progetto della sollecitazione in condizioni di incendio al tempo t);

c) o nel *dominio della temperatura*:

$$\vartheta_{d,t} \geq \vartheta_{cr,d}$$

(valore di progetto della temperatura dell'elemento al tempo $t \leq$ valore di progetto della temperatura critica dell'elemento, corrispondente alla perdita di capacità portante dell'elemento).

La verifica nel dominio della resistenza è nella sostanza l'estensione al caso dell'incendio della classica verifica di sicurezza a freddo ($R_d \geq E_d$), dovendo tener conto in generale del degrado della capacità portante per effetto del riscaldamento dei materiali e delle sollecitazioni presenti in condizioni di incendio, diverse rispetto a quelle in condizioni normali di temperatura sia per la differente combinazione di carico considerata sia per gli effetti iperstatici indotti dalle dilatazioni termiche contrastate.

La verifica nel dominio del tempo richiede la definizione del tempo di collasso della struttura o dell'elemento strutturale con riferimento al modello di incendio assunto, da confrontare con il tempo di resistenza al fuoco richiesto, generalmente riferito all'incendio standard.

La verifica nel dominio della temperatura è basata sulla definizione della temperatura che può provocare il collasso di un elemento strutturale, chiamata "temperatura critica", da confrontare con la temperatura raggiunta nello stesso elemento per effetto dell'incendio. Il metodo è utilizzato per la verifica di elementi strutturali di acciaio nei casi in cui la temperatura si possa ritenere abbastanza uniforme nell'elemento ed anche per elementi con funzioni di isolamento termico o compartimentazione (ad esempio per la verifica della isolamento termico di solai composti acciaio-calcestruzzo).

Come visto nei precedenti paragrafi, la verifica del requisito di sicurezza in caso di incendio di una costruzione, a meno di casi particolari, richiede la valutazione del comportamento della struttura portante principale in condizioni di incendio. Facendo riferimento ai metodi previsti dalle normative vigenti, questa valutazione può essere condotta con metodologie diverse a seconda degli obiettivi fissati dal progettista. Qualunque sia l'approccio scelto, esso deve essere condotto dando soluzione a tre principali aspetti del problema (figura 2.2):

- 1) definire l'azione termica che descrive il fenomeno dell'incendio;
- 2) individuare il regime di temperatura degli elementi strutturali coinvolti;
- 3) valutare le condizioni di stabilità della struttura portante principale durante l'evoluzione dell'evento considerato, ossia in presenza delle temperature raggiunte dagli elementi strutturali e dei carichi meccanici agenti.

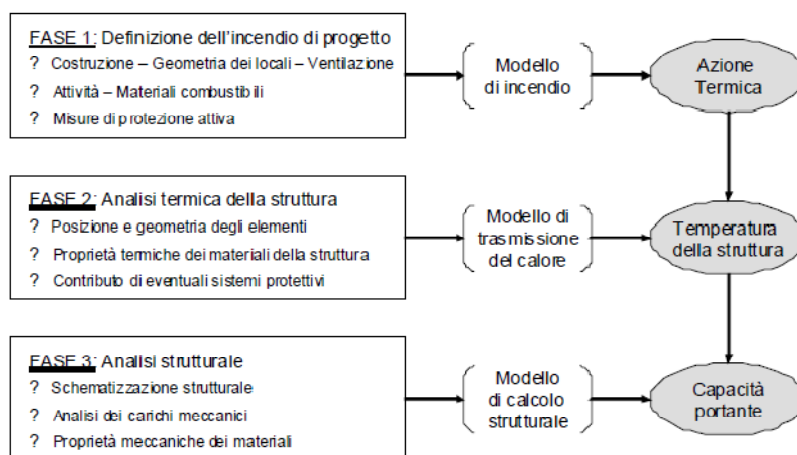


Figura 2.2 Schema generale della verifica strutturale in caso di incendio

2.4 Azioni in condizioni di incendio

Le azioni agenti sulle costruzioni sottoposte ad incendio sono di duplice natura: meccaniche e termiche.

I valori assunti dalle azioni citate vanno inquadrati nella particolare circostanza in cui si manifesta un incendio. Nella versione del D.M. 2005 l'incendio, al pari di esplosioni ed urti, andava inteso tra le "azioni accidentali", esemplificando chiaramente sia la natura incidentale dell'evento sia la rarità dello stesso cui, allo stato attuale non è possibile associare una probabilità di accadimento nel campo civile. Nella versione del D.M. 2008 l'incendio rientra tra le "azioni eccezionali", evidenziando soltanto il carattere di estrema rarità dell'evento.

2.4.1 Azioni meccaniche

Le azioni meccaniche sono responsabili delle sollecitazioni agenti sulla struttura. Esse sono di molteplice natura e si differenziano sostanzialmente per la durata della loro applicazione rispetto alla vita media di un'opera civile. Nel caso di incendio si considerano le seguenti categorie:

- G azioni permanenti (pesi propri, spinte permanenti delle terre e dell'acqua)
- P azioni di precompressione
- Q azioni variabili (sovraccarichi, neve, vento)
- A_d azioni indirette (dilatazioni termiche impedito o differenziate)

Di ognuna delle dette azioni deve essere determinato il valore caratteristico k , nonché il coefficiente parziale di sicurezza γ per le azioni permanenti e di precompressione e i coefficienti di combinazione ψ delle azioni variabili. I valori caratteristici delle azioni sono quei valori che hanno probabilità del 5% di essere superati, i coefficienti γ tengono conto del fatto che è possibile che sulle strutture possano agire azioni di entità superiore ai valori caratteristici, mentre i coefficienti ψ tengono conto della probabilità della presenza contemporanea di più azioni variabili all'atto dell'incendio.

- Azioni permanenti (G)

Si può affermare che le azioni permanenti agiscono durante tutta la vita della costruzione e la loro variazione nel tempo è così piccola da poterle considerare costanti:

Esempi di azioni permanenti sono:

- Pesi propri delle strutture
- Pesi propri degli elementi non strutturali fissi

- Spinte dell'acqua e delle terre (se costanti nel tempo)
- Pre-sollecitazioni (precompressione, pre-tensione...)
- Ritiro
- Viscosità

Si riporta la tabella 2.2, contenuta nel D.M. 14/1/2008, con i valori dei pesi per unità di volume di alcuni materiali da costruzione.

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pino	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pino)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiaro)	9,81
Acqua di mare (chiaro)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Tabella 2.2 Valori caratteristici dei pesi per unità di volume di alcuni materiali strutturali

Azioni variabili (Q)

Le azioni variabili sono azioni che possono agire sulle strutture con valori istantanei piuttosto variabili tra loro. Si distinguono in :

Azioni di lunga durata:

- Pesi propri di elementi non strutturali
- Pesi di oggetti collocati sulle strutture
- Carichi si esercizio di lunga durata

Azioni di breve durata:

- Carichi di esercizio di breve durata
- Vento
- Neve
- Sisma
- Variazioni termiche ambientali

Sempre tratta dalle NTC 2008 segue la tabella 2.3 che riporta i valori caratteristici dei sovraccarichi agente tipicamente negli edifici.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Tabella 2.3 Valori caratteristici di tipici sovraccarichi strutturali

Azioni indirette (A_d)

Sono azioni derivanti dalle deformazioni termiche impedito in caso di incendio e risultano variabili nel tempo.

- Le combinazioni di carico

L'espressione generale della combinazione delle azioni per le verifiche strutturali in condizioni di incendio, adottata in buona sostanza da tutte le vigenti normative (a meno di simbologie leggermente differenti tra loro), è la seguente:

$$\sum_{i=1}^g G_{k,i} + \sum_{i=1}^p P_{k,i} + \psi \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^q (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) + \sum_{i=1}^a A_{d,i}(t)$$

- $G_{k,i}$ valore caratteristico delle azioni permanenti
- $P_{k,i}$ valore caratteristico dell'azione di precompressione
- $Q_{k,1}$ valore caratteristico dell'azione variabile principale
- ψ coefficiente di combinazione per il valore frequente o quasi permanente dell'azione variabile principale
- $\psi_{2,i}$ coefficiente di combinazione per il valore quasi-permanente delle altre azioni variabili
- $Q_{k,i}$ valore caratteristico delle altre azioni variabili
- $A_{d,i}(t)$ valore di progetto dell'azione termica indiretta dovuta all'incendio

Quando non occorre valutare esplicitamente le azioni indirette dovute all'incendio (come ad esempio nel caso di analisi per singoli elementi strutturali esposti ad un incendio normalizzato) gli effetti delle azioni meccaniche di progetto per la verifica al fuoco $E_{fi,d}$, ritenuti costanti durante lo sviluppo dell'incendio, possono essere ottenuti riducendo gli effetti delle azioni di progetto allo stato limite ultimo (combinazione fondamentale) a temperatura ordinaria E_d mediante la relazione:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

dove il fattore di riduzione η_{fi} , nell'ipotesi di proporzionalità tra carichi e sollecitazioni nelle combinazioni SLU e SLS e nel caso di un solo carico accidentale, vale :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_g \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

essendo:

ψ_{fi} coefficiente di combinazione dell'azione variabile principale in condizioni di incendio

γ_g coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti

$\gamma_{Q,1}$ coefficiente parziale di sicurezza per l'azione variabile principale

Nella figura 2.3 viene mostrata la variazione del fattore di riduzione η_{fi} in funzione del rapporto di carico $Q_{k,1}/G_k$ per differenti valori del coefficiente ψ_{fi} .

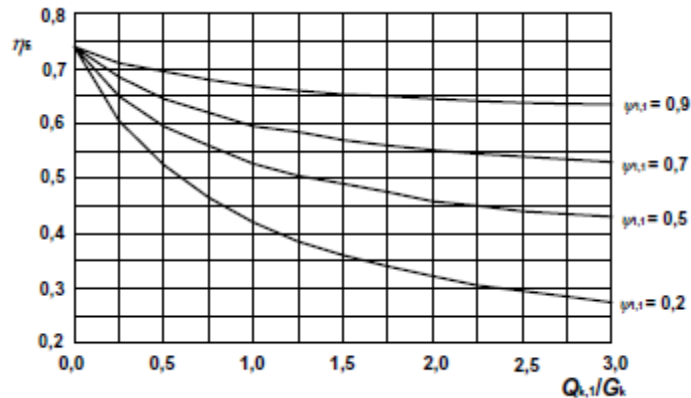


Figura 2.3 - Variazione del fattore η_{fi} con il rapporto di carico $Q_{k,1}/G_k$

Per le usuali categorie di carico l'Eurocodice suggerisce di assumere per η_{fi} un valore pari a 0,65, ad eccezione delle aree di categoria E per le quali il valore raccomandato di η_{fi} è 0,7.

I valori dei coefficienti di combinazione dei carichi variabili per gli edifici in condizione di incendio in Italia sono definiti nelle NTC 2008 (vedi tabella 2.4), con un completo allineamento ai valori proposti da EN 1990 per i coefficienti di combinazione per il valore quasi-permanente dell'azione variabile principale $\psi_{2,j}$.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.4 Valori raccomandati dei coefficienti di combinazione dei carichi variabili

2.4.2 L'incendio: descrizione del fenomeno fisico

La peculiarità della verifica di resistenza delle strutture soggette ad incendio è costituita proprio dalla presenza delle azioni termiche prodotte dalla combustione dei materiali presenti nel compartimento, con conseguente aumento della temperatura nello stesso ambiente, riduzione delle capacità portanti della struttura e variazione del regime di sollecitazione.

Lo sviluppo di un incendio si verifica in presenza di un combustibile, di un comburente (l'ossigeno) e di una sorgente di calore (figura 2.4)



Figura 2.4 - Sviluppo dell'incendio

Dal punto di vista fisico la combustione determina principalmente un aumento della temperatura dell'ambiente circostante, che, in tempi relativamente brevi, può raggiungere valori elevati. La più semplice schematizzazione del fenomeno si ha

rappresentando l'andamento in funzione del tempo della temperatura media dello spazio in cui esso si sviluppa. In tal modo si assume che la temperatura all'interno del locale in cui si verifica l'incendio risulti uniforme, ipotesi abbastanza prossima al vero nel caso di incendi pienamente sviluppati.

Generalmente il fenomeno viene schematizzato nelle seguenti fasi (figura 2.5):

I- Fase iniziale o di ignizione

Si verifica quando uno o più oggetti combustibili vengono in contatto con una sorgente di calore. Questa fase è caratterizzata da un regime di grande instabilità, con un focolaio di incendio che interessa zone limitate e temperature molto differenti da punto a punto e che subiscono rapide e importanti oscillazioni.

In questa fase (figura 2.6) possono giocare un ruolo importante le cosiddette misure di protezione attiva, essendo maggiore la probabilità di successo di uno spegnimento dell'incendio: la rilevazione automatica dei fumi e calore e la trasmissione di allarme, la sorveglianza, la presenza di estintori ed idranti, la segnalazione delle vie di fuga, gli impianti di spegnimento automatico etc sono tutti fattori rilevanti per garantire i requisiti di sicurezza dell'edificio.

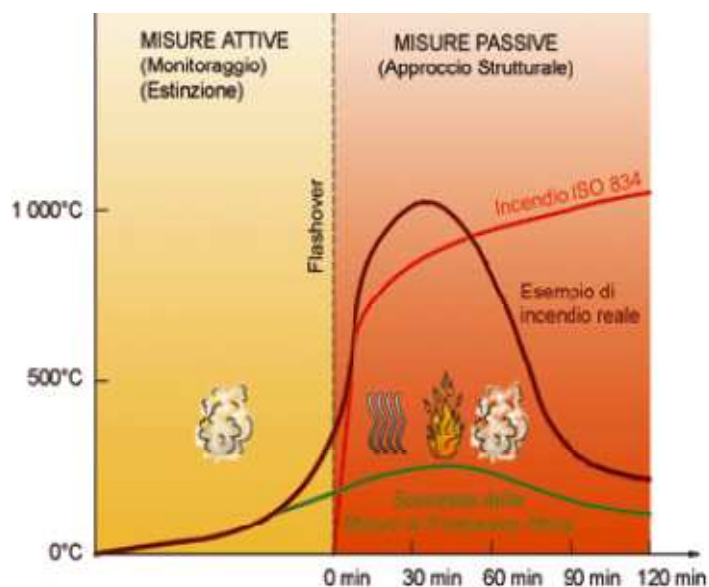


Figura 2.6 - Efficacia misure di protezione attiva e passiva

II- Propagazione

In questa fase vengono coinvolti nella combustione altri oggetti combustibili presenti nel compartimento. La progressione dell'incendio dipende dalle caratteristiche di infiammabilità dei materiali ed è generalmente irregolare. Se la ventilazione è insufficiente, la quantità di ossigeno si riduce e la combustione viene rallentata. Spesso

la rottura dei vetri, che per vetri ordinari avviene attorno ai 100°C, determina un incremento della presenza di ossigeno ed alimenta la combustione. Se l'incendio non viene ostacolato da una carenza di ossigeno e scarsa infiammabilità dei materiali coinvolti, si arriva al cosiddetto "flashover"(figura 2.5): esso rappresenta una fase di transizione in cui le fiamme, da uno stato di incendio localizzato, si propagano velocemente a tutto il volume del compartimento. Questo stato può essere riconosciuto in corrispondenza di una temperatura dei gas sul soffitto dell'ordine di 600°C. Il flashover, in pratica, rappresenta uno stato irreversibile, al di là del quale vi è scarsa probabilità che l'incendio si spenga a solo prima che il combustibile sia quasi del tutto consumato.

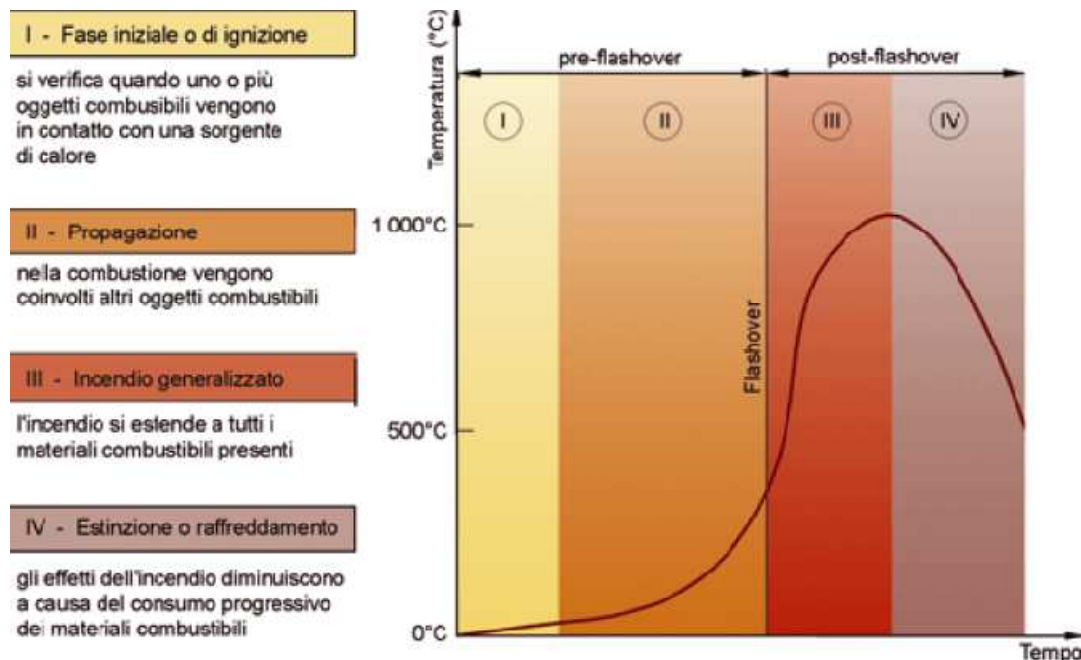


Figura 2.5 - Schematizzazione delle fasi di un incendio non controllato.

III- Incendio generalizzato

Dopo il flashover l'incendio è esteso a tutti i materiali combustibili presenti e inizia una fase di combustione costante. Le differenze di temperatura nello spazio circostante non sono elevate e la temperatura media dei gas di combustione rappresenta, con buona approssimazione, il fenomeno.

In questa fase (figura 2.5), in cui la temperatura può aumentare rapidamente al di sopra dei 600°C, giocano un ruolo rilevante per garantire la sicurezza strutturale le cosiddette misure di protezione passiva, ovvero l'efficienza della compartimentazione, la resistenza al fuoco degli elementi strutturali (protetti o non protetti), la duttilità e la

capacità di redistribuzione delle strutture in acciaio, etc., mentre l'intervento dei vigili del fuoco può avvenire solo dall'esterno.

IV- Estinzione o raffreddamento

Gli effetti dell'incendio diminuiscono a causa del consumo progressivo dei materiali combustibili. Generalmente, nelle schematizzazioni assunte per la modellazione degli incendi, questa fase inizia quando all'incirca il 70% dei materiali combustibili presenti sono bruciati.

2.4.3 La modellazione dell'incendio

La valutazione dell'azione termica necessaria per l'analisi strutturale in condizioni di incendio può essere fatta in due modi distinti:

- ✓ Analisi di incendi nominali;
- ✓ Analisi di incendi naturali.

L'analisi di incendi naturali permette di descrivere lo sviluppo dell'incendio in modo realistico, tenendo conto dei fattori che influenzano l'innalzamento della temperatura. Invece le curve di incendio nominale sono definite indipendentemente da tali fattori.

I principali fattori che influenzano l'evoluzione dell'incendio in un compartimento sono:

- La quantità e la qualità del materiale combustibile presente;
- La distribuzione del materiale combustibile presente;
- La quantità di aria disponibile nell'unità di tempo, dipendente dalla presenza di aperture nei locali;
- La geometria del compartimento
- Le proprietà termiche dei materiali costituenti la frontiera dei compartimenti.

Ai fini dell'analisi strutturale è importante individuare se il caso di incendio che si sta analizzando raggiunga o no la fase di pieno sviluppo, ossia se nel compartimento considerato si verifichi la cosiddetta fase di flashover. Dopo che tale fase si è verificata, tutto il carico di incendio partecipa alla combustione, cosicché nell'intero compartimento sono presenti i fumi e gli altri prodotti della combustione. Questo tipo di incendio è detto pienamente sviluppato ed è solitamente rappresentato da una temperatura uniforme dei gas.

Per gli incendi nominali le norme vigenti fanno riferimento a tre incendi nominali (figura 2.6), rappresentati ognuno da un'equazione temperatura-tempo:

Incendio standard ISO834: $\vartheta = \vartheta_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1)$

Incendio da idrocarburi: $\vartheta = 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + \vartheta_0$

Incendio esterno: $\vartheta = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 \cdot t}) + \vartheta_0$

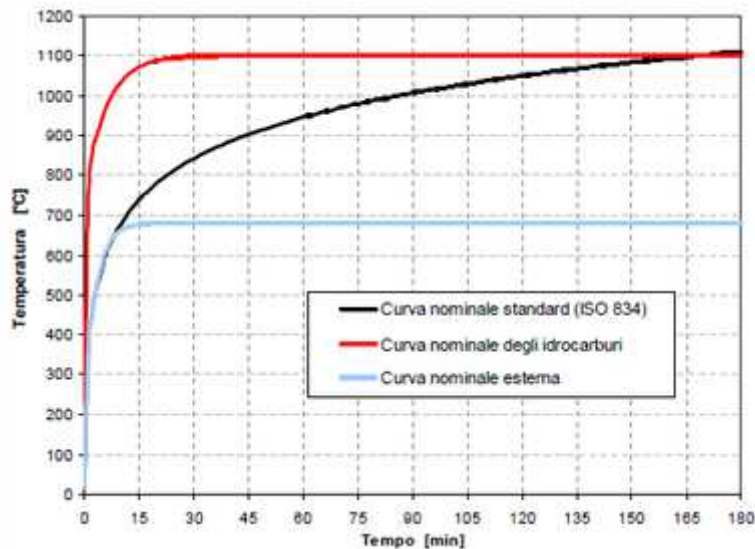


Figura 2.6 - Curve di incendio nominali

Per l'analisi di incendi naturali, sempre nell'ambito delle norme vigenti, sono invece disponibili i seguenti modelli:

- Equazione temperatura-tempo in funzione di specifici parametri, detti incendi parametrici (per incendi in fase post-flashover)
- Modello di incendio localizzato (per incendi in fase pre-flashover)
- Modello di incendio su elementi esterni (per incendi in fase post-flashover)
- Modelli a zone (modelli termodinamici per incendi in fase di pre e/o post-flashover)
- Modelli di campo o CFD (modelli termodinamici generali per incendi e fumi).

I primi tre modelli si possono definire di tipo semplificato, mentre gli ultimi due sono di tipo avanzato.

Quando la valutazione dell'azione termica è condotta mediante l'analisi di incendi naturali, essa viene determinata in funzione dei principali parametri che influenzano lo sviluppo dell'incendio: le caratteristiche del compartimento che si sta analizzando

(dimensioni, aperture verso l'esterno e proprietà termiche pareti) e del combustibile presente (in termini di quantità, qualità e distribuzione).

Il modello di un incendio naturale prevede che la combustione avvenga all'interno di un compartimento e che i fumi e le fiamme non si propaghino ad altri compartimenti. La verifica di tale ipotesi è affidata al comportamento degli elementi costruttivi che costituiscono la frontiera (solai, pareti, porte etc....) durante l'incendio. Generalmente, per valutare la capacità di un elemento di costituire una barriera alla propagazione dell'incendio, si possono seguire le seguenti opzioni: prove sperimentali o uso diretto dei requisiti ISO.

La perdita di calore dal compartimento attraverso le pareti e gli altri elementi della frontiera del compartimento sono un fattore importante per la determinazione della temperatura durante l'incendio. Le proprietà termiche delle pareti che devono essere note per la caratterizzazione del loro comportamento sono:

- Il calore specifico c
- La densità ρ
- La conducibilità termica λ

Di solito la conducibilità termica ed il calore specifico di un materiale dipendono dalla temperatura, ma spesso, tali valori sono assunti pari a quelli relativi alla temperatura ambiente.

3. ANALISI TERMICA

3.1 Trasmissione del calore

Un' azione termica agente sulla struttura portante di un edificio determina un incremento della temperatura dei suoi elementi. Questo fenomeno, comunemente definito "risposta termica", potenzialmente fa nascere dilatazioni termiche negli elementi strutturali e causa delle riduzioni delle proprietà meccaniche delle parti riscaldate della struttura portante. In base alla geometria della struttura e al tipo di riscaldamento, le dilatazioni termiche possono determinare, se contrastate, la nascita di sollecitazioni aggiuntive. E' evidente quindi come una corretta analisi della risposta termica di una struttura sia un passo necessario per poter valutare il suo comportamento in condizioni di incendio. La determinazione della distribuzione della temperatura all'interno di un elemento strutturale richiede in generale la soluzione di un problema non lineare di trasmissione del calore. Per un generico elemento della struttura si è in presenza di un regime transitorio di conduzione interna conseguente ad una esposizione di tipo radiativo-convettivo sulla sua superficie esterna. Dal punto di vista numerico la soluzione del problema si ottiene risolvendo l'equazione del bilancio di energia con relative condizioni al contorno.

La trasmissione del calore avviene attraverso tre meccanismi fondamentali:

- Conduzione: è il meccanismo che si instaura tra due o più corpi posti a contatto. La differenza di temperatura tra i corpi genera un trasferimento di energia interna sotto forma di calore. L'energia trasferita tra i corpi è energia cinetica delle particelle (energia interna), che trovandosi ad energia maggiore sono più mobili delle corrispondenti particelle a temperatura più bassa.
- Convezione: è un meccanismo di trasferimento di energia determinato dall'azione combinata della conduzione e del trasporto di materia. E' il meccanismo che rende possibile il trasferimento di energia tra due fluidi o tra un fluido ed un corpo. A seconda dei casi, si parla di convezione libera o forzata. La convezione libera si realizza quando i moti convettivi nel fluido sono dovuti solo allo scambio di calore. La convezione forzata quando i moti convettivi vengono incrementati da azioni esterne quali eliche, pompe, etc.

- Irraggiamento: in questo caso il trasferimento di calore non è dovuto al contatto tra i corpi, ma alla mutua esposizione tra gli stessi. Dalla teoria ondulatoria di Maxwell è noto che ogni corpo è una sorgente di onde elettromagnetiche e che l'emissione di onde è una forma di dissipazione dell'energia interna: le onde emesse giungono sui corpi limitrofi che, ricevendo l'onda, immagazzinano parte dell'energia stessa.

I parametri della trasmissione del calore che intervengono nel modello termico di un elemento strutturale sono:

- Coefficiente di convezione α_c : flusso termico convettivo sull'elemento rapportato alla differenza tra la temperatura del gas che lambisce la superficie dell'elemento e la temperatura della superficie stessa;
- Emissività della fiamma ε_f : quantità di flusso radiante che la fiamma emette rapportata al flusso radiante emesso dal "corpo nero" alla stessa temperatura;
- Emissività della superficie ε_m : rapporto tra il calore radiante assorbito da una data superficie e quello assorbito dalla superficie del corpo nero.

Per poter determinare la temperatura degli elementi strutturali è inoltre necessario conoscere le caratteristiche termiche dei loro materiali base e degli eventuali materiali di protezione al fuoco che si trovano applicati alla superficie. In particolare è necessario conoscere:

- Densità [Kg/m³];
- Calore specifico [J/(KgK)];
- Conducibilità termica [W/(mK)].

Sia la conducibilità termica che il calore specifico della maggior parte dei materiali da costruzione sono fortemente dipendenti dalla temperatura. In letteratura sono presenti grafici in cui sono tracciati i tipici andamenti delle curve di variazione della conducibilità termica e del calore specifico in funzione della temperatura, per l'acciaio e il calcestruzzo. Il punto di discontinuità a circa 735 °C nel grafico del calore specifico dell'acciaio è dovuto ad una variazione interna del materiale, legata alle sue caratteristiche magnetiche; il punto di discontinuità nel grafico del calore specifico del calcestruzzo tiene conto dell'effetto della vaporizzazione dell'umidità. Una volta noti i suddetti parametri è possibile determinare la temperatura degli elementi strutturali. Sulla base delle specifiche condizioni di progetto, in particolare dei materiali in gioco, si possono utilizzare metodi differenti di modellazione della risposta termica.

I procedimenti di calcolo previsti da EN1991-1-2, da EN1993-1-2 e da EN1994-1-2 sono di tipo avanzato o semplificato.

I modelli di tipo avanzato sono basati sul metodo agli elementi finiti: le aste e le loro sezioni trasversali vengono discretizzate in un certo numero di elementi di tipo 2D o 3D. Ad essi vengono applicate le azioni termiche dovute all'incendio sotto forma di flusso termico o di curva di incendio e le condizioni al contorno, ottenendo così la temperatura in ogni elemento.

I metodi semplificati sono procedimenti di calcolo basati su semplici equazioni che permettono di determinare la temperatura in modo approssimato: per le strutture di acciaio, generalmente essi si basano sull'ipotesi di temperatura uniforme su tutta la sezione trasversale o nelle parti in cui essa viene suddivisa.

3.2 Flusso termico negli elementi strutturali

L'azione termica dell'incendio, in accordo alla norma EN1991-1-2, può essere rappresentata dal flusso di calore netto h_{net} (W/m^2) trasmesso dalla superficie dell'elemento strutturale. Il flusso di calore netto è la potenza termica netta, cioè la differenza tra la potenza assorbita e quella ceduta) per unità di superficie. Il flusso di calore netto sarà determinato in base ai contributi dovuti alla convezione $h_{net,c}$ ed all'irraggiamento $h_{net,r}$:

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r}$$

La componente convettiva del flusso di calore per unità di superficie è data da:

$$h_{net,c} = \alpha_c \cdot (\vartheta_g - \vartheta_m) [W/m^2]$$

dove:

α_c è il coefficiente di scambio di calore per convezione [W/m^2K];

ϑ_g è la temperatura dei gas dell'ambiente fornita dal modello di calcolo utilizzato [$^{\circ}C$]

ϑ_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [$^{\circ}C$]

Il coefficiente di scambio di calore per convezione α_c sul lato esposto dell'elemento strutturale dipende dal tipo di curve tempo-temperature. La norma EN1991-1-2 fornisce i valori riportati nella tabella 3.1

Modello di incendio	α_c [W/m²K]
Incendio standard	25
Incendio esterno	25
Incendio degli idrocarburi	50
Incendio parametrico	35
Modelli avanzati	35
Condizione di esposizione: superficie non esposta di elementi di separazione	α_c [W/m²K]
Senza effetti di trasferimento di calore per irraggiamento	4
Compresi gli effetti del trasferimento di calore per irraggiamento	9

Tabella 3.1 Valori di α_c proposti nell'EN1991-1-2

Il coefficiente di scambio di calore per convezione α_c sulle superfici di un elemento strutturale non esposte all'incendio dovrebbe essere assunto pari a $\alpha_c = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$. Tuttavia, nel caso in cui si voglia tenere conto in maniera implicita anche degli effetti del trasferimento di calore per irraggiamento, si può assumere pari a $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$. La componente radiante del flusso di calore per unità di superficie è data dalla seguente espressione:

$$h_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot [(\vartheta_r + 273)^4 - (\vartheta_m + 273)^4] \text{ [W/m}^2\text{]}$$

dove

Φ è il fattore di configurazione;

ε_r è l'emissività risultante;

σ è la costante di Stefan Boltzmann pari a: $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ [W/m}^2\text{K}^4\text{]}$

ϑ_r è la temperatura radiante dell'ambiente che può essere rappresentata da quella dei gas ϑ_g ivi contenuti [$^{\circ}\text{C}$]

ϑ_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [$^{\circ}\text{C}$].

Il fattore di configurazione Φ stima la frazione di energia radiativa totale emessa da una data superficie radiante che raggiunge una data superficie ricevente. Il suo valore dipende dalle caratteristiche della superficie radiante, dalla distanza tra le superfici e dal

loro orientamento relativo. Qualora non si proceda ad una valutazione diretta, il fattore di configurazione deve essere posto pari ad 1.

L'emissività risultante può essere determinata dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_f \cdot \varepsilon_r$$

dove

ε_f è l'emissività della fiamma;

ε_r è l'emissività relativa alla superficie, dipendente dal materiale che compone l'elemento.

Per il calcestruzzo e per l'acciaio l'EN1993-1-2 e l'EN1994-1-2 forniscono un valore dell'emissività del materiale ε_f pari a 0,7. L'emissività della fiamma ε_f , invece, può essere assunta, in generale, pari ad 1.4

3.3 L'equazione di Fourier

Dopo aver definito il flusso di calore netto h_{net} (W/m²) trasmesso dalla superficie è possibile determinare la distribuzione delle temperature negli elementi mediante la risoluzione dell'equazione di Fourier. La determinazione della temperatura nell'elemento strutturale in condizioni di incendio si esegue stabilendo l'eguaglianza tra la quantità di energia termica trasmessa all'elemento dai gas di combustione e l'incremento di energia interna propria dell'elemento.

Nell'ipotesi che il mezzo sia omogeneo, isotropo e Fourieriano e che siano assenti termini di generazione di energia, il campo di temperatura, in coordinate cartesiane, è individuato dalle seguenti equazioni:

Equazione generale della trasmissione di calore per conduzione (Equazione di Fourier)

$$\frac{\partial(\rho \cdot c \cdot \vartheta)}{\partial t} = -div(\lambda \cdot grad\vartheta)$$



$$\frac{\partial(\rho \cdot c \cdot \vartheta)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \right) = 0$$

Condizioni al contorno

- Condizione al contorno geometrica:

$$\vartheta = \vartheta(t=0, x, y, z) = f(x, y, z) \quad (\text{distribuzione spaziale di temperatura a } t=0)$$

- Condizione al contorno temporale:

$$\text{div}(-\lambda \cdot \text{grad}\theta)_m = h_{\text{net}}$$

dove:

$\vartheta = \vartheta(t, x, y, z)$ è la temperatura in x, y, z al tempo t ;

t è il tempo;

ρ è la massa volumica o densità;

c è il calore specifico;

λ è la conducibilità termica del materiale;

$h_{\text{net}}(t)$ è il flusso di calore trasmesso alla superficie dell'elemento strutturale;

m il pedice "m" indica la superficie dell'elemento su cui avviene lo scambio di energia

Per integrare l'equazione di Fourier occorre tenere conto delle condizioni al contorno, che definiscono il particolare caso di trasmissione che si vuole studiare. Esse possono essere di tipo spaziale, quando fanno riferimento al campo di temperatura all'istante $t=0$, oppure di tipo temporale, quando assegnano la legge di variazione della temperatura su una regione del corpo.

Nel caso delle strutture esposte all'incendio, le condizioni al contorno sono di tipo misto, in quanto viene assegnato il campo della temperatura all'istante iniziale e la storia del flusso agente sulla superficie dell'elemento; inoltre la sezione può non essere composta da materiale omogeneo. L'equazione di Fourier, con le condizioni al contorno, non è risolvibile in forma chiusa. Pertanto bisogna far ricorso a metodi numerici come quello agli elementi finiti su cui sono basati molti codici di calcolo per l'analisi termica, che richiedono ovviamente la discretizzazione della struttura in elementi.

In alternativa, è possibile definire in modo più semplice il campo termico di un elemento strutturale usando dati tabellati provenienti da prove sperimentali oppure dall'applicazione di metodologie di calcolo numerico attendibili. Un ulteriore approccio semplificato è basato sull'applicazione di formulazioni semplificate che permettono di definire il campo termico nell'elemento a partire dalla definizione del flusso termico sulle'elemento. La tabella 3.2 riassume le caratteristiche dei differenti approcci per l'analisi termica di strutture in condizioni di incendio.

Modello	Tabelle progettuali o dati sperimentali	Formule semplificate	Modelli avanzati
Complessità	Bassa	Intermedia	Elevata
Meccanismo di trasferimento di calore	Conduzione	Conduzione	-Convezione -Irraggiamento -Conduzione
Fonte	Prove sperimentali Modelli di calcolo di riconosciuta validità	Interpolazione dati sperimentali Semplificazioni di modelli di calcolo di riconosciuta validità	Modelli fisici accurati
Tipologia di incendio	Incendi standard	Incendi standard	Incendi standard Incendi naturali
Tipologia di elementi	Dipende dai dati sperimentali disponibili	Principalmente per elementi in acciaio	Qualunque materiale e tipologia di costruzione
Parametri iniziali per la definizione del modello	Tipologia strutturale	Flusso termico o curva di incendio Condizioni al contorno Geometria elemento Proprietà termiche materiali	Flusso termico o curva di incendio Condizioni al contorno Geometria elemento Proprietà termiche materiali
Soluzioni	Campi di	Campi di	Campi di

	temperatura della sezione trasversale	temperature della sezione trasversale di tipo semplificato	temperature da mono a tridimensionali
Strumenti di progetto	Eurocodici EN 1993-1-2 EN 1994-1-2 Pubblicazioni di prove sperimentali	Eurocodici EN 1993-1-2 EN 1994-1-2 Documenti tecnici	Software di calcolo agli elementi finiti

Tabella 3.2 Caratteristiche delle procedure per l'analisi termica

3.4 Proprietà meccaniche dei materiali in funzione della temperatura

Le temperature prodotte dall'incendio negli elementi strutturali esposti dipendono dal fenomeno di trasmissione del calore negli elementi, regolato dalle proprietà termiche dei materiali coinvolti (conducibilità termica, calore specifico, densità di massa), a loro volta funzione della temperatura.

Le alte temperature provocano, inoltre, la variazione delle proprietà meccaniche (resistenza e rigidità) dei materiali strutturali e la dilatazione degli elementi, che influenzano l'entità delle sollecitazioni, lo stato deformativo e le resistenze della struttura. Per le proprietà meccaniche e termiche dell'acciaio e del calcestruzzo in funzione della temperatura si fa riferimento alle formulazioni definite nelle parti relative alle analisi in caso di incendio (Eurocodici 3 e 4- EN 1993-1-2, 2005; EN 1994-1-2, 2005).

3.4.1 Acciaio strutturale

Il legame costitutivo σ - ϵ dell'acciaio, sia in compressione che in trazione, per una temperatura ϑ assegnata ha la forma rappresentata nella figura 3.2 ed è definito dalle relazioni analitiche della figura 3.3. Il legame è caratterizzato dal classico tratto iniziale elastico-lineare, da una parte non lineare compresa tra il limite di proporzionalità e lo snervamento, seguito da un esteso tratto plastico (fino al 15% di deformazione) e da un ramo di softening lineare rizzato (fino alla deformazione ultima del 20%). I parametri che caratterizzano il σ - ϵ in funzione della temperatura corrente ϑ sono:

- Modulo elastico nel tratto lineare, $E_{a,fi}$;
- Limite di proporzionalità, $f_{ap,\theta}$;
- Tensione di snervamento, $f_{ay,\theta}$.

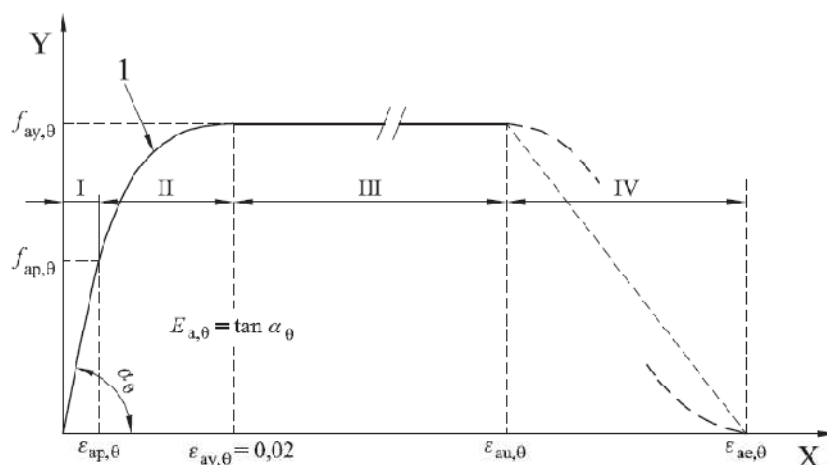


Figura 3.2 - Modello matematico per le relazioni tensioni-deformazioni dell'acciaio strutturale

Intervallo di deformazione	Tensione σ	Modulo tangente
I / Elastico $\epsilon \leq \epsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \epsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II / Transizione ellittica $\epsilon_{ap,\theta} \leq \epsilon$ $\epsilon \leq \epsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta})^2}$ con $a^2 = (\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta})(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta} + C/E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta}) C + C^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\epsilon_{ay,\theta} - \epsilon_{a,\theta})^2}}$
III / Plastico $\epsilon_{ay,\theta} \leq \epsilon$ $\epsilon \leq \epsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

Figura 3.3 - Relazioni tra i vari parametri del modello matematico della figura 3.2

Inoltre, per temperature inferiori ai 400°C, le norme prevedono la possibilità di un comportamento incrudente del materiale, purchè siano impediti fenomeni di instabilità locale ed il rapporto di incrudimento $f_{au,\theta}/f_{ay,\theta}$ sia assunto comunque non superiore a 1,25.

L'effetto dell'incrudimento dovrebbe essere tenuto in conto solo per analisi basate su modelli di calcolo avanzati e se è provato che le rotture locali (schiacciamento, rottura per taglio, etc..) non sopraggiungono a causa dell'incremento di deformazione.

Nella tabella 3.3 vengono forniti, in funzione della temperatura ϑ , i valori dei coefficienti riduttivi da applicare al modulo elastico E_a ed alla tensione di snervamento f_{ay} del materiale (valutati alla temperatura di 20°C) per ottenere le quantità precedentemente definite.

Temperatura dell'acciaio ϑ_a [°C]	$k_{E,\vartheta} = \frac{E_{a,\vartheta}}{E_a}$	$k_{p,\vartheta} = \frac{f_{ap,\vartheta}}{f_{ay}}$	$k_{y\vartheta} = \frac{f_{ay,\vartheta}}{f_{ay}}$	$k_{u\vartheta} = \frac{f_{au,\vartheta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1 000	0,0450	0,0250	0,04	
1 100	0,0225	0,0125	0,02	
1 200	0	0	0	

Tabella 3.3 Fattori di riduzione per le tensioni-deformazioni dell'acciaio strutturale.

Si osserva che lo snervamento dell'acciaio $f_{ay,\vartheta}$ non patisce riduzione fino alla temperatura di 300°C. Dopo i 400°C la tensione di snervamento e la resistenza massima sono assunte di uguale valore e decrescenti con l'aumentare della temperatura. La riduzione del modulo elastico e del limite di proporzionalità dell'acciaio iniziano, invece, già a partire dai 100°C.

Si riportano di seguito la rappresentazione dei legami tensione-deformazione (figura 3.4) e dei coefficienti riduttivi della resistenza e del modulo elastico al variare della temperatura (figura 3.5). Si può osservare che ad una temperatura di 593°C, l'acciaio patisce una riduzione di resistenza di circa il 50%. Nel caso di azioni termiche causate da incendi di tipo naturale (con presenza di ramo discendente delle temperature nel tempo) le formulazioni appena descritte possono essere comunque usate con una buona approssimazione. Le relazioni di cui sopra sono valide per gli acciai al carbonio.

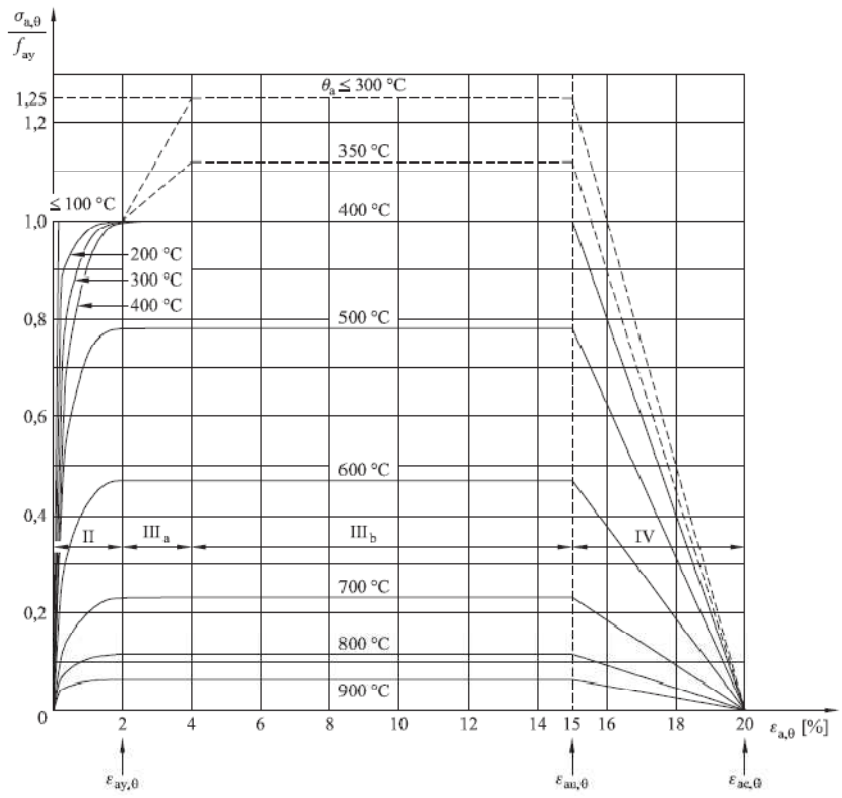


Figura 3.4 - Rappresentazione grafica del legame tensione-deformazione dell'acciaio strutturale al variare della temperatura

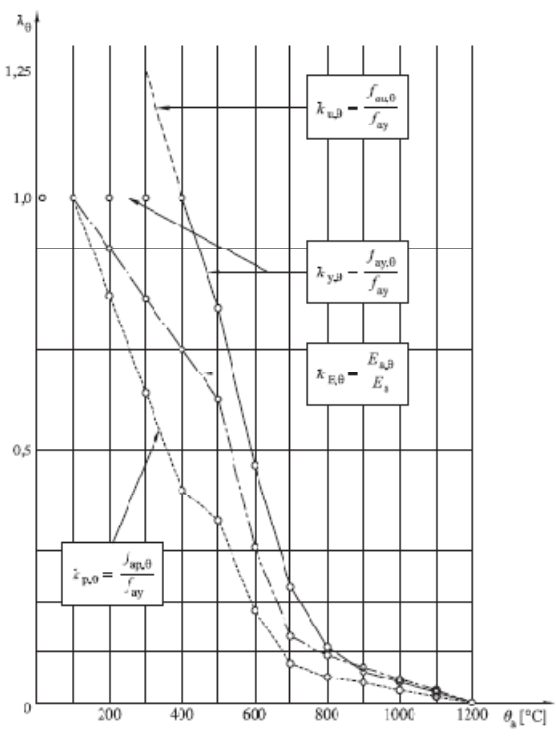
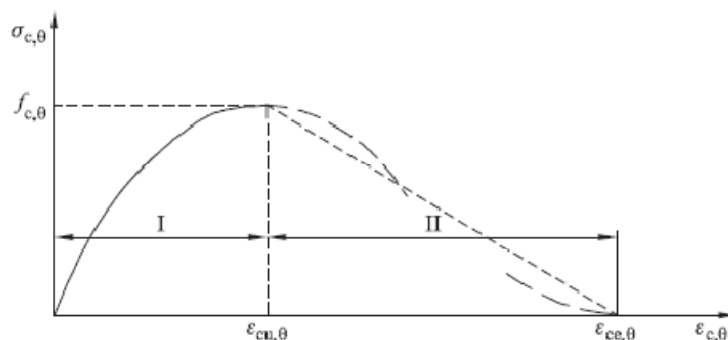


Figura 3.5 - Fattori di riduzione della resistenza e della rigidezza per l'acciaio strutturale

3.4.2 Calcestruzzo

Il legame costitutivo σ - ε del calcestruzzo in compressione per una fissata temperatura ha la forma mostrata in figura 3.6 ed è definito da tre parametri:

- Resistenza a compressione, $f_{c,\theta}$;
- Deformazione $\varepsilon_{cu,\theta}$ corrispondente ad $f_{c,\theta}$;
- Deformazione ultima $\varepsilon_{ce,\theta}$.



Intervallo I

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right) / \left\{ 2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right]$$

$$\left. \begin{aligned} k_{c,\theta} &= \frac{f_{c,\theta}}{f_c} \\ \text{e } \varepsilon_{cu,\theta} \end{aligned} \right\} \text{ da scegliere secondo i valori del prospetto 3.3}$$

Intervallo II

Per motivi numerici si raccomanda di adottare un ramo discendente.

Figura 3.6 - Modello matematico per le relazioni tensioni-deformazioni del calcestruzzo

La tabella 3.4 riporta i valori dei coefficienti riduttivi da applicare alla resistenza a freddo f_c (valutata alla temperatura di 20°C) per ottenere la resistenza $f_{c,\theta}$, nonché i valori delle deformazioni $\varepsilon_{cu,\theta}$ e $\varepsilon_{ce,\theta}$ relativi a calcestruzzi normali (NC) ad alleggeriti (LC). Anche per il calcestruzzo i legami tensione-deformazione alle elevate temperature forniti da EN 1992-1-2 e da EN 1994-1-2 sono validi nel caso in cui la velocità di riscaldamento sia compresa tra 2 e 50 K/min.

Temperatura del calcestruzzo θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \times 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1 000	0,04	0,16	25,0
1 100	0,01	0,04	25,0
1 200	0	0	-

Tabella 3.4 Fattori di riduzione per le tensioni e le deformazioni dell'acciaio strutturale.

Si riporta di seguito la rappresentazione dei legami tensione-deformazione del calcestruzzo (figura 3.7) ed i diagrammi dei coefficienti riduttivi al variare della temperatura (figura 3.8). I legami tensione-deformazione del calcestruzzo della figura 3.7 si riferiscono a calcestruzzi con aggregati silicei. In essi si nota la presenza del ramo softening della resistenza, assunto con legge lineare, che si utilizza in genere per analisi strutturali con modelli di calcolo avanzati.

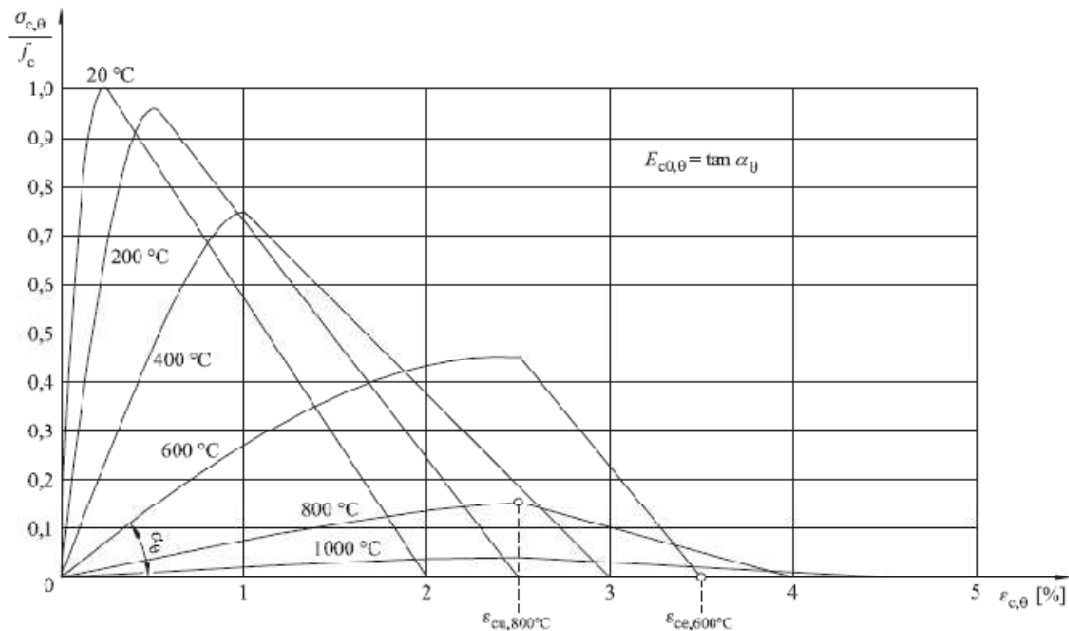


Figura 3.7 - Rappresentazione grafica del legame tensione-deformazione per cls con aggregati silicei

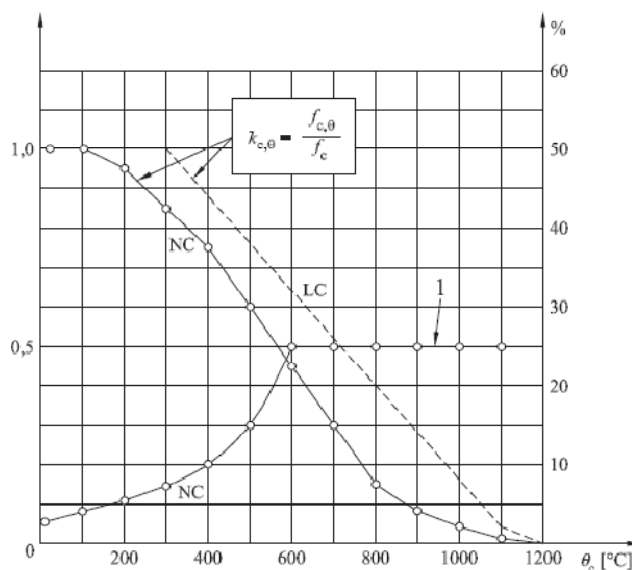


Figura 3.8 - Fattori di riduzione della resistenza per calcestruzzo normale (NC) e alleggerito (LC)

3.4.3 Acciaio per barre di armatura

Le proprietà di resistenza ad alte temperature dell'acciaio per barre di armature possono essere ottenute dagli stessi modelli matematici validi per l'acciaio da carpenteria metallica. In tal caso, i tre parametri principali caratterizzanti il legame costitutivo dell'acciaio per barre di armatura lavorata a freddo sono forniti nella tabella 3.5. Analogamente all'acciaio strutturale ed al calcestruzzo, i legami tensione-deformazione dell'acciaio per barre di armature forniti da EN 1992-1-2 e da EN 1994-1-2 sono validi nel caso in cui la velocità di riscaldamento sia compresa tra 2 e 50 K/min.

Temperatura dell'acciaio θ_s [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1 000	0,03	0,03	0,05
1 100	0,02	0,02	0,03
1 200	0	0	0

Tabella 3.5 Fattori di riduzione per le tensioni-deformazioni dell'acciaio per barre di armature

3.5 Proprietà termiche dei materiali in funzione della temperatura

Le proprietà termiche principali dei materiali al variare della temperatura sono la dilatazione termica, il calore specifico, la conducibilità termica e la densità, che insieme ad altri parametri di trasmissione del calore, influenzano il transitorio termico e la conseguente valutazione del campo delle temperature negli elementi strutturali.

La dilatazione termica, $\Delta l/l$, è definita come il rapporto tra l'allungamento che il materiale subisce per una data variazione di temperatura e la sua lunghezza iniziale.

Il calore specifico, c [J/KgK], è la quantità di calore che deve essere fornita all'unità di massa per innalzare di un grado la sua temperatura.

La conducibilità termica, λ [W/mK], è il parametro che definisce il flusso termico per conduzione all'interno di un corpo.

La densità, ρ [Kg/m³], è la massa per unità di volume del materiale, comprendendo sia la parte solida che la parte porosa.

3.5.1 Acciaio strutturale e acciaio per barre di armatura

L'Eurocodice 4 fornisce direttamente il valore della dilatazione termica in funzione della temperatura dell'acciaio (figura 3.9):

$$\frac{\Delta l}{l} = -2,146 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2 \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{per } 750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a \quad \text{per } 860^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

dove:

l è la lunghezza alle temperature di 20°C dell'elemento in acciaio;

Δl è la variazione di lunghezza indotta dalle temperature θ_a ;

θ_a è la temperatura dell'acciaio espressa in °C.

Nei modelli di calcolo semplificati la relazione tra la dilatazione termica e temperatura si può assumere lineare in tutto il campo di temperature; in tal caso l'espressione della dilatazione termica è la seguente:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20) \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Essendo in tal caso assunto pari a $14 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio.

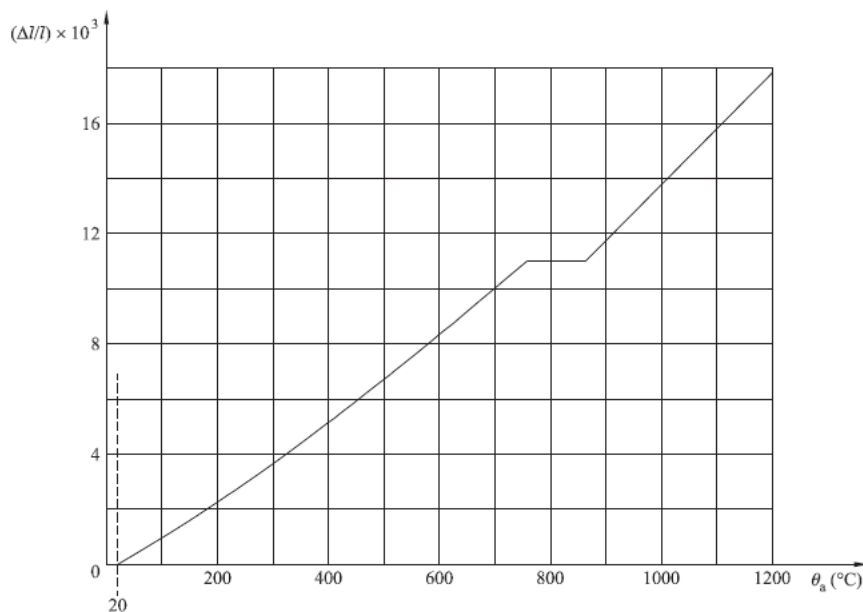


Figura 3.9 - Dilatazione termica dell'acciaio in funzione della temperature.

Il calore specifico (figura 3.10) è fornito dalle relazioni seguenti in funzione della temperatura dell'acciaio:

per $20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \quad [\text{J/KgK}]$$

per $600^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \quad [\text{J/KgK}]$$

per $735^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$

$$c_a = 545 - \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \quad [\text{J/KgK}]$$

per $900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 650 \quad [\text{J/KgK}]$$

Nei modelli di calcolo semplificati il calore specifico può essere assunto indipendentemente dalla temperatura; in tal caso si può assumere il valore medio seguente:

$$c_a = 650 \quad [\text{J/KgK}] \quad \text{per } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$$

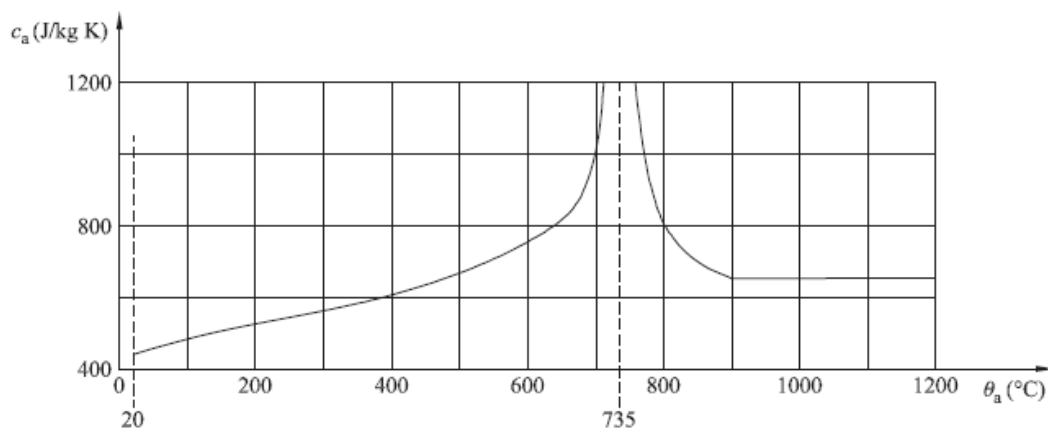


Figura 3.10 - Calore specifico dell'acciaio in funzione della temperatura

La conducibilità termica dell'acciaio è espressa dalla seguente legge bilineare (figura 3.11):

per $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 800^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a \quad [\text{W/mK}]$$

per $800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 27,3 \quad [\text{W/mK}]$$

Nei modelli di calcolo semplificati la conducibilità termica può essere assunta indipendentemente dalla temperatura e pari al valore medio seguente:

$$\lambda_a = 27,3 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{per } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$$

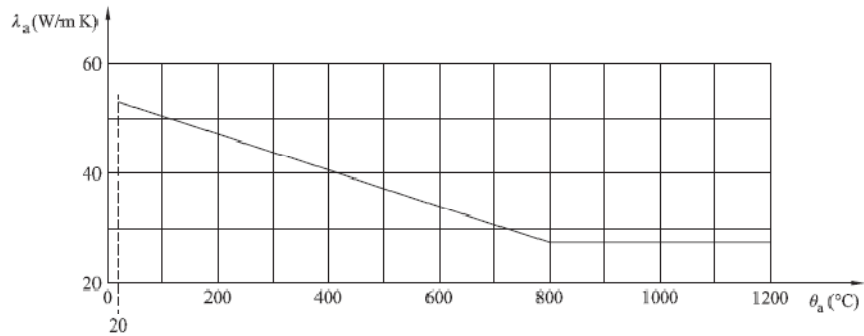


Figura 3.11 - Conducibilità termica dell'acciaio in funzione della temperatura.

3.5.2 Calcestruzzo

Le proprietà termiche del calcestruzzo variano in funzione della tipologia di calcestruzzo (normale o alleggerito) e del tipo di aggregati (silicei o calcarei).

a) Calcestruzzo normale (NC)

Dilatazione termica (figura 3.12)

- Aggregati silicei

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 700^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{per } 700^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

- Aggregati calcarei

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 805^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{per } 805^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

dove:

l è la lunghezza alle temperature di 20°C dell'elemento di calcestruzzo;

Δl è la variazione di lunghezza indotta dalle temperature θ_c ;

θ_c è la temperatura del calcestruzzo espressa in °C.

Calore specifico per aggregati silicei o calcarei:

$c_c = 900$	[J/KgK]	per $20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 100^\circ\text{C}$
$c_a = 900 + (\theta_c - 100)$	[J/KgK]	per $100^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 200^\circ\text{C}$
$c_a = 1000 + (\theta_c - 200)/2$	[J/KgK]	per $200^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 400^\circ\text{C}$
$c_c = 1100$	[J/KgK]	per $400^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

Le equazioni precedenti valgono per calcestruzzi asciutti (umidità 0%); tuttavia, la presenza di umidità nel calcestruzzo può influenzare la definizione del calore specifico del conglomerato cementizio. Se questo contenuto non è noto, l'umidità da considerare nel bilancio termico non deve essere superiore al 4% del peso del calcestruzzo.

Nel caso in cui non si consideri esplicitamente nel bilancio termico la presenza dell'umidità, il calore specifico del calcestruzzo può essere modificato introducendo un valore di picco c_c^*

del calore specifico tra i 100°C e i 200°C (ad esempio a 115°C come mostrato nella figura 2.14). Le equazioni precedentemente definite sono integrate da questo valore di picco inserendo tratti lineari come si vede nella figura 3.13.

Il valore di picco c_c^* dipende dalla percentuale di umidità contenuta nel calcestruzzo:

$c_c^* = 2020$	per umidità pari al 3% del peso del cls	[J/KgK]
$c_c^* = 5600$	per umidità pari al 10% del peso del cls	[J/KgK]

Il valore $c_c^* = 5600$, in particolare, si può avere nel caso di colonne composte riempite di calcestruzzo, in cui l'evaporazione dell'acqua è più contenuta rispetto alle altre tipologie di sezioni. L'area evidenziata nella figura 3.13 indica l'energia totale necessaria per l'evaporazione dell'acqua. Infine, nei modelli di calcolo semplificati il calore specifico può essere assunto indipendentemente dalla temperatura; in tal caso il valore medio che può essere utilizzato è il seguente:

$c_c = 1000$	[J/KgK]	per $20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$
--------------	---------	--

Conducibilità termica per aggregati silicei e calcarei:

La conducibilità termica di calcestruzzi normali può essere compresa tra un valore limite inferiore ed un valore limite superiore (figura 3.14). A vantaggio di sicurezza, è consigliabile utilizzare il valore limite superiore.

Limite superiore:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Limite inferiore:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Nei modelli di calcolo semplificati la conducibilità termica può essere assunta indipendentemente dalla temperatura e pari al seguente valore medio:

$$\lambda_a = 1,60 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

b) Calcestruzzo alleggerito (LC)

Dilatazione termica:

$$\frac{\Delta l}{l} = 8,10 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Calore specifico:

$$c_c = 840 \quad [\text{J/KgK}] \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Conducibilità termica:

$$\lambda_c = 1 - \left(\frac{\theta_c}{1600}\right) \quad [\text{W/mK}] \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a = 0,5 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{per } \theta_a \geq 800^\circ\text{C}$$

Nelle figure seguenti (figura 3.12, 3.13 e 3.14) vengono sintetizzati i diagrammi delle proprietà termiche del calcestruzzo normale ed alleggerito.

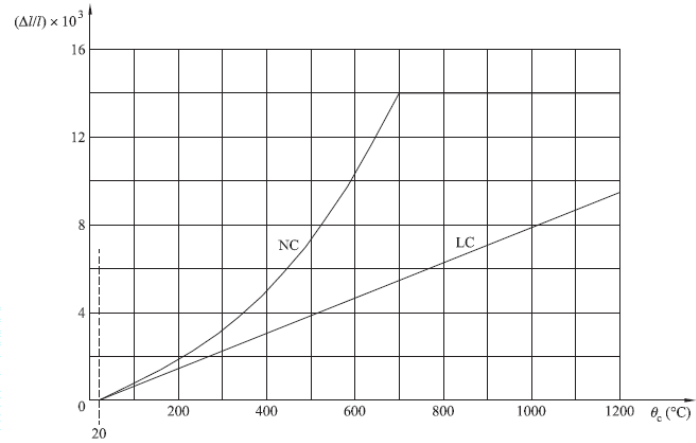


Figura 3.12 - Dilatazione termica per cls NC e per cls LC

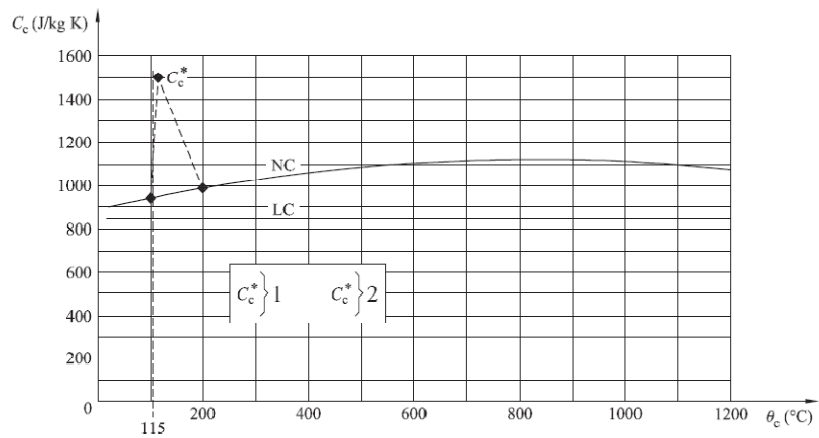


Figura 3.13 - Calore specifico per cls NC e cls alleggerito LC

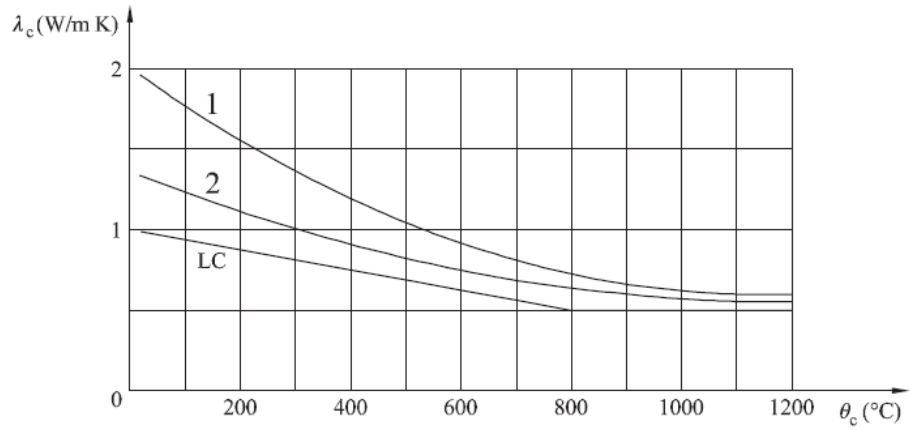


Figura 3.14 - Conducibilità termica per cls NC e LC.

4. METODI AGLI ELEMENTI FINITI

4.1 Cenni sul metodo agli elementi finiti

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una tecnica numerica atta a cercare soluzioni approssimate di problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche.

Benché esso competa in alcuni ambiti limitati con altre strategie numeriche (metodo delle differenze finite, metodo dei volumi finiti, metodo degli elementi al contorno, metodo delle celle, metodo spettrale, etc.), il metodo FEM mantiene una posizione dominante nel panorama delle tecniche numeriche di approssimazione e rappresenta la base teorica di gran parte dei codici di analisi automatici disponibili in commercio.

In generale, il metodo agli elementi finiti si presta molto bene a risolvere equazioni alle derivate parziali quando il dominio ha forma complessa (come il telaio di un'automobile o il motore di un aereo), quando il dominio è variabile (per esempio una reazione a stato solido con condizioni al contorno variabili), quando l'accuratezza richiesta alla soluzione non è omogenea sul dominio (in un crash test su un autoveicolo, l'accuratezza richiesta è maggiore in prossimità della zona di impatto) e quando la soluzione cercata manca di regolarità.

L'acronimo FEM deriva dall'inglese Finite Element Method, mentre con l'acronimo FEA (dall'inglese Finite Element Analysis) ci si riferisce propriamente all'analisi agli elementi finiti.

- *Funzionamento*

Il Metodo F.E.M. si applica a corpi fisici suscettibili di essere suddivisi in un certo numero, anche molto grande, di elementi di forma definita e dimensioni contenute. Nel continuum, ogni singolo elemento finito viene considerato un campo di integrazione numerica di caratteristiche omogenee. La caratteristica principale del metodo degli elementi finiti è la discretizzazione attraverso la creazione di una griglia (*mesh*) composta da primitive (*elementi finiti*) di forma codificata (triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D)(figura 4.1). Su ciascun elemento caratterizzato da questa forma elementare, la soluzione del problema è assunta essere

espressa dalla combinazione lineare di funzioni dette funzioni di base o funzioni di forma (shape functions).

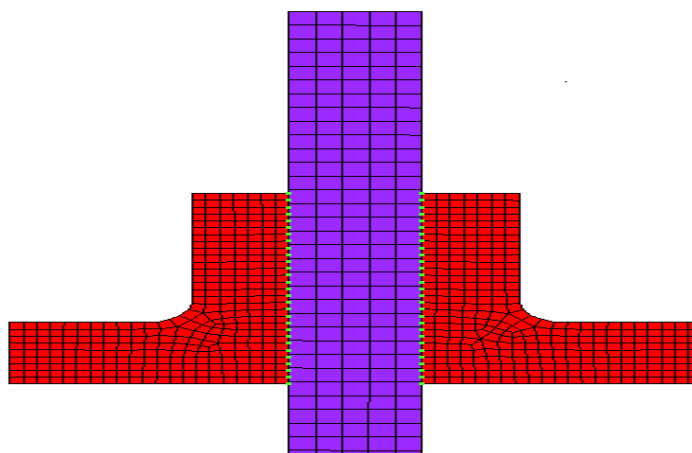


Figura 4.1 - Esempio di mesh o griglia di calcolo

Da notare che talora la funzione viene approssimata, e non necessariamente saranno i valori esatti della funzione quelli calcolati nei punti, ma i valori che forniranno il minor errore su tutta la soluzione. L'esempio tipico è quello che fa riferimento a funzioni polinomiali, sicché la soluzione complessiva del problema viene approssimata con una funzione polinomiale a pezzi. Il numero di coefficienti che identifica la soluzione su ogni elemento è dunque legato al grado del polinomio scelto. Questo, a sua volta, governa l'accuratezza della soluzione numerica trovata.

Nella sua forma originaria e tuttora più diffusa, il metodo agli elementi finiti viene utilizzato per risolvere problemi poggianti su leggi costitutive di tipo lineare. Tipici i problemi di sforzi - deformazioni in campo elastico, la diffusione del calore all'interno di un corpo materiale. Alcune soluzioni più raffinate consentono di esplorare il comportamento dei materiali anche in campo fortemente non lineare, ipotizzando comportamenti di tipo plastico o visco-plastico.

Inoltre, si considerano talora problematiche accoppiate, all'interno delle quali si possono risolvere simultaneamente diversi aspetti complementari riconducibili ciascuno per conto proprio ad un'analisi F.E.M. separata. Tipico in questo senso il problema geotecnico del comportamento di un dato terreno (ambito geomeccanico) in presenza di moti di filtrazione di falda (ambito idrogeologico).

Il metodo degli elementi finiti fa parte della classe del metodo di Galërkin, il cui punto di partenza è la cosiddetta formulazione debole di un problema differenziale. Questa

formulazione, basata sul concetto di derivata nel senso delle distribuzioni, di integrale di Lebesgue e di media pesata (mediante opportune funzioni dette funzioni test), ha il grande pregio di richiedere alla soluzione caratteristiche di regolarità realistiche per (quasi) tutti i problemi ingegneristici ed è pertanto strumento descrittivo molto utile. I metodi di tipo Galërkin si basano sull'idea di approssimare la soluzione del problema scritto in forma debole mediante combinazione lineare di funzioni (le shape functions) elementari. I coefficienti di tale combinazione lineare (detti anche gradi di libertà) diventano le incognite del problema algebrico ottenuto dalla discretizzazione. Gli elementi finiti si distinguono per la scelta di funzioni di base polinomiali a pezzi. Altri metodi di tipo Galërkin come i metodi spettrali usano funzioni di base diverse.

- *Fasi per arrivare al modello*

Per arrivare al modello agli elementi finali si seguono delle fasi fondamentali, ognuna delle quali comporta l'inserimento di errori nella soluzione finale:

1. Modellazione: questa fase è presente in tutti gli studi di ingegneria: si passa dal sistema fisico ad un modello matematico, che astrae alcuni aspetti di interesse del sistema fisico, focalizzando l'attenzione su poche variabili aggregate di interesse e "filtrando" le rimanenti. Ad esempio nel calcolo del momento flettente di una trave non si prendono in considerazione le interazioni a livello molecolare. Il sistema fisico se complesso viene suddiviso in sottosistemi. Nel caso in esame non è necessario, oppure possiamo pensare che si tratti di una parte appartenente ad un sistema più complesso, ad esempio di una nave o di un aeroplano. Il sottosistema verrà poi suddiviso in elementi finiti ai quali verrà applicato un modello matematico. A differenza delle trattazioni analitiche è sufficiente che il modello matematico scelto sia adeguato alle geometrie semplici degli elementi finiti. La scelta di un tipo di elemento in un programma software equivale ad una scelta implicita del modello matematico che vi è alla base. L'errore che può portare l'utilizzo di un modello deve essere valutato con prove sperimentali, operazione in genere dispendiosa per tempo e risorse.
2. Discretizzazione: in una simulazione per via numerica è necessario passare da un numero infinito di gradi di libertà (condizione propria del "continuum") ad un numero finito (situazione propria della mesh). La discretizzazione, nello spazio o nel tempo, ha lo scopo di ottenere un modello discreto caratterizzato da

un numero finito di gradi di libertà. Viene inserito un errore dato dalla discordanza con la soluzione esatta del modello matematico.

- Caratteristiche degli elementi

Ogni elemento è caratterizzato da:

- Dimensione: 1D, 2D, 3D.
- Nodi: Punti precisi dell'elemento che ne individuano la geometria. Su ogni nodo dell'elemento viene associato il valore di un campo o gradiente che interessa l'intera struttura.
- Gradi di libertà: numero di variabili indipendenti necessarie per determinare univocamente la sua posizione nello spazio di un punto (coordinate).
- Forze sui nodi: forze esterne applicate sui nodi o l'effetto delle reazioni vincolari. Esiste una relazione di dualità tra forze e reazioni vincolari.

Detto f il vettore di forze esterne su un nodo ed u il vettore di DOF (degrees of freedom – gradi di libertà) si assume linearità tra f e u :

$$Ku=f$$

dove K prende il nome di matrice di rigidezza (*stiffness matrix*). Questa relazione individua la dualità tra forze esterne e spostamenti. Il prodotto scalare $f \cdot u$ è associato al valore del lavoro compiuto dalle forze esterne. I termini forza, reazione vincolare e stiffness matrix sono estesi oltre l'ambito delle strutture meccaniche in cui è nata l'analisi FEM.

- Proprietà costitutive: le proprietà dell'elemento e del suo comportamento. In seguito verrà definito un materiale isotropo con comportamento lineare elastico, e relativi modulo di Young ed un coefficiente di Poisson.
- Soluzione di un sistema di equazioni, anche non lineari risolte per via numerica dall'elaboratore. Viene introdotto un errore numerico trascurabile nel caso di sistemi lineari come quello in analisi.

- Tipologia di elementi finiti

Tutti i programmi che impiegano il metodo degli elementi finiti per l'analisi strutturale sono dotati di una libreria di elementi finiti (in campo elastico lineare ma anche in quello elasto-plastico) monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali per facilitare la modellazione di una struttura reale.

I più comuni sono i seguenti.

- monodimensionali:
 - asta o biella o truss: elemento rettilineo a 2 nodi che ha rigidità solo per le traslazioni e pertanto è atto a trasmettere solo forze assiali. Viene utilizzato di norma per la modellazione di strutture reticolari.
 - trave o beam: elemento rettilineo a 2 nodi capace di trasferire ai nodi a cui è connesso rigidità per tutti e 6 i gradi di libertà e pertanto atto a trasmettere tutte le tipologie di sollecitazioni (forze assiali e taglianti e momenti flettenti e torcenti). Viene utilizzato per la modellazione di strutture intelaiate. Alcuni programmi posseggono anche l'elemento trave su suolo elastico alla Winkler per modellazione di travi di fondazione su suolo elastico.
 - rigido o rigel: elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due elementi finiti;
- bidimensionali:
 - lastra o stress plane: elemento piano a 3 o 4 nodi per stati di sforzo piano che possiede solo due gradi di libertà per nodo corrispondenti alle traslazioni nel suo piano (rigidità membranale) e pertanto atto a trasmettere solo gli sforzi lungo il suo piano. Non trasferisce alcuna rigidità per gli altri gradi di libertà. Usato per la modellazione di strutture caricate nel loro stesso piano;
 - piastra: elemento piano a 3 o 4 nodi che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alla traslazione perpendicolare al suo piano e alle rotazioni rispetto ai due assi giacenti nel piano (rigidità flessionale), e pertanto atto a trasmettere solo lo sforzo tagliante e i 2 momenti flettenti. Non trasferisce alcuna rigidità per gli altri gradi di libertà. Usato per la modellazione di strutture bidimensionali inflesse. Alcuni software possiedono anche l'elemento piastra su suolo alla Winkler utilizzato per la modellazione di platee di fondazione su suolo elastico;
 - lastra-piastra o guscio o shell: elemento piano a 3 o 4 nodi costituito dalla sovrapposizione dell'elemento piastra e dell'elemento lastra e che pertanto è dotato sia di rigidità flessionale che membranale.
- tridimensionali:
 - brick o elemento solido: elemento da 4 a 27 nodi che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alle tre traslazioni. Non trasferisce alcuna

rigidezza per gli altri gradi di libertà. È un elemento finito in grado di modellare elementi strutturali solidi nei quali cioè non vi sia una dimensione trascurabile rispetto alle altre. Questo elemento è in grado di interpretare uno stato tensionale tridimensionale. Usato ad esempio per modellare la stratigrafia del suolo.

4.2 Software di analisi: Straus7

Straus7 è un sistema generale per l'analisi ad elementi finiti sviluppato da G+D Computing. Si tratta di una nuova implementazione, scritta specificamente per gli ambienti Windows NT e Windows 98/95.

Il sistema ha concezione unitaria, comprendendo, oltre ai solutori, propri originali pre-processor e post-processor. Si tratta di un ambiente unitario, in sé consistente, per la costruzione di modelli ad elementi finiti, la loro analisi, e l'estrazione dei risultati. La concezione e lo sviluppo di tutto il sistema sono avvenuti interamente all'interno di un unico gruppo di competenze, per cui esso risulta realmente integrato in ogni sua parte e particolarmente compatto.

Straus7 è adatto a tutti gli ambienti e dimensioni strutturali, nei settori dell'Ingegneria aeronautica, civile, meccanica, navale, strutturalistica e geotecnica, oltre che all'industria pesante e dei materiali.

Straus7 è distribuito e sostenuto in Europa e nel resto del mondo da società altamente qualificate. Tra i tipi di analisi che possono essere affrontati e risolti si ricordano:

- ✓ L'analisi statica, lineare e non-lineare (con automatismi per la definizione dei passi di carico e per il re-start);
- ✓ L'analisi dinamica nel transitorio lineare e non lineare;
- ✓ La stabilità dell'equilibrio;
- ✓ Il calcolo delle frequenze naturali;
- ✓ L'analisi della risposta armonica;
- ✓ L'analisi della risposta spettrale;
- ✓ L'analisi del trasporto di calore in regime stazionario lineare e non lineare;
- ✓ L'analisi del trasporto del calore in regime transitorio lineare e non lineare.

I metodi di soluzione in ambito non-lineare comprendono non-linearità geometriche, per materiale (ivi incluse la plasticità e le grandi deformazioni), e per condizioni al contorno (ad esempio problemi di contatto). Tali non linearità possono essere incluse come

condizioni iniziali per il calcolo delle frequenze naturali o dei moltiplicatori critici per la stabilità dell'equilibrio.

Per comodità d'impiego in Straus7 gli elementi sono classificati secondo il loro "ordine dimensionale", e cioè nelle categorie seguenti:

ELEMENTI MONODIMENSIONALI (BEAM)

- Elementi trave
- Elementi a sola rigidezza assiale (truss)
- Aste a cedimento programmato (cutoff bars)
- Elementi di contatto puntuale (point contacts)
- Sistemi molla/smorzatore
- Funi (cables)
- Elementi (trave) definiti dall'utente

ELEMENTI BIDIMENSIONALI (PLATE)

- Triangolari a 3 o 6 nodi (figura 4.2)
- Quadrilateri a 4, 8 o 9 nodi (figura 4.3)

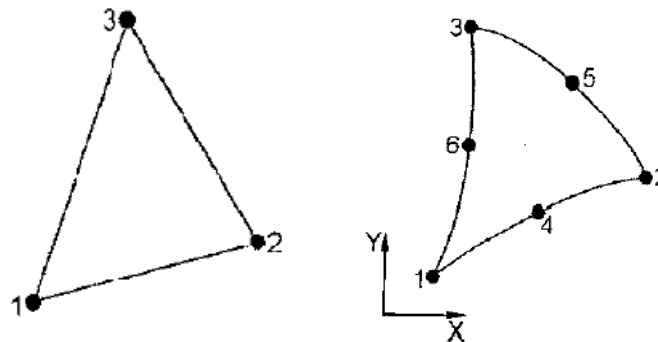


Figura 4.2 - Elementi triangolari a 3 e 6 nodi

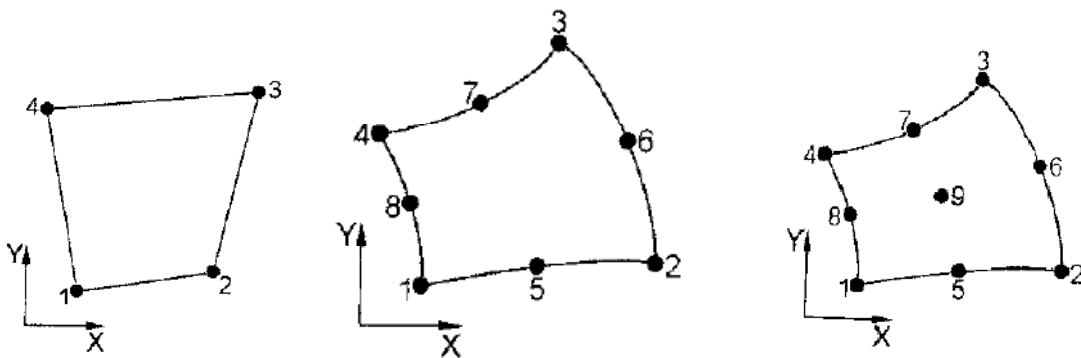


Figura 4.3 - Elementi quadrilateri a 4,8 e 9 nodi

ELEMENTI TRIDIMENSIONALI (BRICK)

Gli elementi brick di Straus7 possono essere:

- Tetraedri (a 4 o 10 nodi)
- A piramide (a 5 o 13 nodi)
- A cuneo (a 6 o 15 nodi)
- Esaedrici (a 8, 16 o 20 nodi)

ELEMENTI DI COLLEGAMENTO (LINK)

Straus7 possiede i seguenti tipi di elementi link:

- A simmetria settoriale o ciclica
- Rigidi
- Pinned (rigidi ed incernierati)
- Master/slave, ovvero con dipendenze funzionali tra i gradi di libertà
- Di accoppiamento

MATERIALI

Modelli e proprietà dei materiali possono essere definite in qualsiasi momento per assegnazione diretta, od accedendo a data-base predefinito. Nel caso di leggi di tipo non-lineare, le relative leggi di comportamento (tensione/deformazione, forza/spostamento) possono essere assegnate per punti.

I modelli di materiale previsti in Straus7 sono:

- Isotropo
- Ortotropo
- Anisotropo
- Laminato
- Gomma
- Suolo
- Mohr-Coulomb
- Drucker-Prager
- Definito dall'utente

L'ambiente di pre-processamento contiene una serie di strumenti molto potenti per la manipolazione sia della geometria che, direttamente, degli elementi, rendono semplice la realizzazione del modello anche per strutture complesse. Per tutti i tipi di elementi è prevista una rappresentazione grafica specifica, che aiuta nella visualizzazione del

modello: ad esempio una trave con una sezione di forma qualsiasi può essere resa graficamente in modo tridimensionale.

L'ambiente di post-processamento è stato progettato per consentire la gestione dei risultati in modo facilitato, sia in forma grafica, che in forma di foglio elettronico, che, ancora, in forma di relazione. Le funzionalità previste dal codice comprendono sofisticati sistemi per la visualizzazione e la stampa dei risultati grafici e dei testi. Le relazioni di calcolo prodotte possono essere personalizzate dall'utente con l'introduzione di proprie intestazioni, logo e tipologie di carattere. Si tratta di funzionalità simili a quelle dei vari Word-processor, che però qui sono parte integrante del codice di calcolo.

4.3 *L'analisi del trasporto del calore*

Lo scopo principale dell'analisi del trasferimento del calore è quello di determinare la distribuzione della temperatura e la velocità di scambio termico che avrà luogo. Nel programma di calcolo Staus7 sono supportati tre modi fondamentali di trasferimento di calore:

- Conduzione;
- trasferimento di calore convettivo;
- scambio di calore per radiazione.

La conduzione è la modalità fondamentale di trasferimento del calore all'interno di un modello, mentre convezione e radiazione sono due modalità di scambio termico tra il modello e l'ambiente.

4.3.1 Formulazione agli elementi finiti

Per la discretizzazione di elementi finiti, il campo di temperatura all'interno di un elemento può essere scritto come:

$$T=Nt$$

dove

N: matrice delle funzioni di forma

t: vettore temperature nodali

La matrice delle funzioni di forma N è espressa nel seguente modo:

$$N = [N_1(\xi) \ N_2(\xi) \ N_3(\xi) \ \dots \ \dots \ N_n(\xi)]$$

dove

ξ : vettore coordinate naturali

n: numero elementi nodali

$N_i(\xi)$: funzioni di forma per l'i-esimo nodi, ($i = 1, 2, \dots, n$).

Come descritto precedentemente, il flusso di calore è funzione del gradiente di temperatura. Con l'espressione $T = Nt$, il vettore del gradiente della temperatura in 3D,

$$g = \nabla T = \left[\frac{\partial T}{\partial X} \ \frac{\partial T}{\partial Y} \ \frac{\partial T}{\partial Z} \right]^T$$

può essere espressa come

$$g = Bt$$

dove

B: matrice del gradiente delle temperature

$$B = \nabla N = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial X} & \frac{\partial N_2}{\partial X} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial X} \\ \frac{\partial N_1}{\partial Y} & \frac{\partial N_2}{\partial Y} & \ddots & \frac{\partial N_n}{\partial Y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial Z} & \frac{\partial N_2}{\partial Z} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial Z} \end{bmatrix}$$

Le matrici globali nelle equazioni sono ottenute assemblando gli elementi corrispondenti delle singole matrici. Le matrici di elementi possono essere calcolati, ad esempio, dalle seguenti formule.:

- La matrice della capacità termica dell'elemento

$$C_c = \int_V \rho c N^T N dV$$

dove ρ e c sono la densità e il calore specifico del materiale, rispettivamente.

- La matrice della conducibilità

$$K_c = \int_V B^T k B dV + \int_{S_3} h_c N^T N dS + \int_{S_4} \sigma h_r (T^2 + T_a^2) (T + T_a) N^T N dS$$

dove

k: matrice di conducibilità del materiale data da

$$k = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_y \end{bmatrix}$$

S_3 : superficie con determinata condizione al contorno di convezione

h_c : coefficiente di scambio termico per convezione sulla superficie S_3

S_4 : superficie con determinata condizione al contorno di radiazione

h_r : coefficiente di scambio termico per radiazione sulla superficie S_4

T: temperatura corrente

T_a : temperatura ambiente di radiazione sulla superficie S_4

σ : costante di Stefan-Boltzmann

Il vettore dell'elemento del carico termico è

$$p_e = \int_V N^T Q dV + \int_{S_2} N^T q_s dS + \int_{S_3} h_c N^T T_f dS + \int_{S_4} \sigma h_r (T^2 + T_a^2) (T + T_a) N^T N dS$$

dove:

Q: fonte di calore dell'elemento

S_2 : superficie con dato flusso di calore

q_s : flusso di calore sulla superficie S_2

T_f : temperatura ambiente di convezione sulla superficie S_2

4.3.2 Utilizzo dei risultati per l'analisi strutturale

Sia lo stato stazionario e risultati dell'analisi termica transitoria possono essere utilizzati in un modello per definire la distribuzione della temperatura nei risolutori strutturali . Ad esempio, la distribuzione di temperatura con un andamento del calore costante può avvenire in una particolare condizione di carico e può essere utilizzato come campo di temperatura provocando delle dilatazioni termiche all'interno degli elementi.

Particolarmente utile è la capacità di Straus7 di utilizzare il risultato della soluzione di calore in regime transitorio direttamente in un'analisi transitoria dinamica . Con questa opzione, il solutore in regime dinamico temporaneo interpolerà la distribuzione di temperatura del modello dalla soluzione transitoria, ad ogni passo temporale dell'analisi dinamica transitoria . Si noti che per tali analisi termo-meccaniche, il passo temporale e la frequenza di salvataggio dei risultati utilizzato nell'analisi termica transitoria non debba corrispondere a quelli utilizzati nell'analisi dinamica transitoria . Se il tempo dell'analisi dinamica supera quella della analisi termica transitoria , la distribuzione della temperatura rimane costante e pari alla distribuzione nell'ultimo passaggio salvato nella soluzione di calore in regime transitorio .

Quando il modello FE per le analisi di trasferimento del calore viene utilizzato per le analisi di successive sollecitazioni, i tipi di elementi , le forme e la qualità delle mesh sono più influenzati dalle analisi tensionali che dall'analisi del campo delle temperature. Per esempio, un gradiente di temperatura modesto può causare forti gradienti di deformazione e quindi generare delle forti concentrazioni di tensioni.

Per il calcolo della sollecitazione termica, nel caso di campi di temperatura non uniforme, gli elementi di ordine superiore (quad 8 e quad9) risultano essere di maggior precisione rispetto ad elementi di ordine inferiore (quad4).

4.3.3 Altre applicazioni del solutore termico

L'equazione che regola il flusso costante di calore in un solido (l'equazione di Laplace) è quella che viene comunemente utilizzato per vari problemi nel campo fisica. Pertanto, il risolutore può essere utilizzato direttamente per una varietà di altre analisi dopo aver stabilito l'analogia tra le variabili in gioco.

L'equazione in forma generale è

$$\frac{\partial}{\partial X} \left(k_x \frac{\partial \Phi}{\partial X} \right) + \frac{\partial}{\partial Y} \left(k_y \frac{\partial \Phi}{\partial Y} \right) + \frac{\partial}{\partial Z} \left(k_z \frac{\partial \Phi}{\partial Z} \right) + Q = 0$$

e i vari problemi di campo che possono essere risolti utilizzando il solutore termico stazionario stato sono elencati nella seguente tabella (tabella 4.1):

Problema di campo	Incognite	k_x, k_y, k_z	Q
Trasferimento calore	Temperatura	Conducibilità termica	Sorgente di calore interno
Infiltrazioni	Pressione idraulica	Permeabilità	Zero
Flusso incompressibile	Funzione di corrente	<i>Coesione</i>	Vorticità
Flusso incompressibile	Velocità potenziale	Coesione	Zero
Torsione elastica	Funzione tensionale	Modulo elasticità tangenziale	Tasso di torsione
Conduzione elettrica	Tensione	Conducibilità elettrica	Zero
Diffusione gas	Concentrazione	Diffusività	Zero
Elettrostatica	Permettività	Densità di carica	Zero
Magnetostatica	Potenziale magnetico	Resistività	Densità di carica

Tabella 4.1 Vari problemi di campo risolti dal risolutore stazionario

4.4 Soluzione in regime stazionario

Il risolutore di calore in regime stazionario calcola la distribuzione della temperatura in una struttura nella condizione stazionaria o di equilibrio stabile. In altre parole, la distribuzione di temperatura da determinare è solo una funzione delle coordinate spaziali X, Y, e Z ed è indipendente dal tempo.

Il solutore termico considera tre modalità di trasferimento del calore: conduzione, convezione e irraggiamento. L'output di base in regime stazionario è un singolo valore di temperatura per ciascun nodo. Quindi, note le temperature di ciascun nodo, il flusso nodale e dell'elemento può essere determinato in modo analogo alla soluzione

strutturale in cui le reazioni dei nodi e le sollecitazioni degli elementi sono determinati a partire dagli spostamenti nodali.

Un problema di trasferimento di calore in regime stazionario può essere lineare o non lineare, a seconda delle modalità di trasferimento di calore coinvolte e dalla dipendenza della temperatura del materiale. Un problema lineare può coinvolgere conduzione e convezione e le proprietà dei materiali utilizzati devono essere dipendenti dalla temperatura. Quando un problema comporta il trasferimento di calore per irraggiamento, o la temperatura dipende dalle proprietà dei materiali, il problema è non lineare. I due tipi di problemi hanno bisogno di diversi algoritmi risolutivi. Per i problemi non lineari è necessaria una procedura di soluzione iterativa e quindi questo comporta che la soluzione potrebbe richiedere più tempo.

4.4.1 Equazione di equilibrio

Per un problema di trasferimento di calore in regime stazionario, il sistema che offre la condizione di equilibrio è il seguente:

$$k \cdot t = f$$

dove

K: matrice di conducibilità globale (analogia con la matrice di rigidità K nel caso strutturale);

t: vettore incognito delle temperature nodali;

f: vettore del carico termico applicato.

La matrice di conducibilità globale e il vettore del carico termico applicato sono ottenuti assemblando le matrici di conducibilità degli elementi e il vettore del carico termico applicato degli elementi nodali. I vettori di carico termico degli elementi sono ottenuti tramite i coefficienti di convezione e irraggiamento e dalle temperature nodali specificate.

Risolvendo l'equazione di equilibrio si ha come risultato il vettore incognito delle temperature nodali t . Inoltre, bisogna tener conto, che per problemi non lineari, la matrice di conducibilità dell'elemento e / o il vettore dei carichi termici dipendono dalla distribuzione della temperatura finale.

Ciò significa che la matrice K e il vettore di carico f devono essere aggiornati quando si ottiene il vettore delle temperature nodali t , e così si ottiene una nuova serie di equazioni definite e risolte. Questo procedimento iterativo si arresta quando viene raggiunta la convergenza. Le procedure di soluzione per i casi lineari e non lineari sono simili a quelli per le equazioni strutturali.

Una volta che il vettore delle temperature nodali è stato determinato, i flussi di calore nodali e il flusso di calore e il gradiente di temperatura degli elementi possono essere calcolati. I gradienti termici in un punto all'interno dell'elemento sono dati da

$$g = b \cdot t$$

dove

B : matrice delle derivate delle funzioni di forma dei punti

t : vettore delle temperature nodali dell'elemento.

Il flusso di calore dell'elemento è calcolato come

$$q = -k \cdot B \cdot T$$

dove k è la matrice di conducibilità del materiale.

Il contributo del flusso nodale è dato da

$$q_n = -k_e \cdot T$$

dove K_e è la matrice di conducibilità totale dell'elemento

4.5 Soluzione in regime transitorio

4.5.1 Equazione di equilibrio

Il solutore termico in regime transitorio risolve la seguente equazione:

$$K \cdot t + C \cdot t' = f$$

dove

K: matrice di conducibilità globale;

C: matrice della capacità termica globale;

f: vettore dei carichi termici applicati;

t: vettore delle temperature nodali incognito (t dipende sia dalla posizione che dal tempo);

t': variazione di t rispetto al tempo.

Simile al caso di stato stazionario, il solutore termico transitorio considera tre modi fondamentali di trasmissione del calore: conduzione, convezione e irraggiamento. In questo caso il calcolatore restituisce un insieme di temperature nodali ad ogni passo temporale. Questo fornisce una approssimazione puntiforme della variazione di temperatura nella struttura in funzione del tempo.

Si hanno due tipologie di soluzioni:

- Lineare. Il risolutore lineare può essere usato per problemi che coinvolgono le modalità di conduzione e convezione del trasferimento di calore e in cui le proprietà del materiale sono indipendenti dalla temperatura e dal tempo, ma la temperatura varia nel tempo.
- Non lineare. Qualsiasi problema che contiene la trasmissione del calore per irraggiamento e proprietà dei materiali che dipendono sia dalla temperatura che dal tempo.

4.5.2 Parametri del solutore

I. Condizioni iniziali

Nell'analisi transiente la soluzione della storia temporale dipenderà anche dalla distribuzione di temperatura iniziale della struttura (si noti che la distribuzione di temperatura iniziale è irrilevante nel risolutore stazionario). La distribuzione della temperatura iniziale può essere definita nei seguenti modi:

- Tutti i nodi per i quali è assegnata la temperatura di riferimento verrà utilizzata tale temperatura come valore iniziale. La temperatura in tali nodi può subire delle modifiche durante il corso della soluzione, a seconda del flusso di calore nel modello.
- Nei nodi per i quali è assegnata una temperatura iniziale (valore di input) verrà utilizzata tale temperatura nel processo solutivo. Il solutore non terrà conto in tali nodi della temperatura di riferimento. La temperatura in tali nodi può subire delle modifiche durante il corso della soluzione, a seconda del flusso di calore nel modello.

II. Tempo di integrazione

Il metodo di integrazione nel tempo è usato per risolvere l'equazione di equilibrio. Supponendo che la temperatura e le sue derivate al tempo $t + \theta\Delta t$ (un punto tra intervalli di tempo t e $t+\Delta t$) siano dati dalle seguenti espressioni

$$t^{t+\theta\Delta t} = (1 - \theta)t^{t+\Delta t} + \theta t^t$$

$$t^{t+\theta\Delta t} = \frac{t^{t+\Delta t} - t^t}{\Delta t}$$

dove

Δt : dimensioni del passo temporale

θ : parametro di rilassamento

l'equazione di equilibrio può essere riscritta come

$$\left[(1 - \theta)K + \frac{1}{\Delta t}C \right] t^{t+\Delta t} = \left(\frac{1}{\Delta t}C - \theta K \right) t^t + f$$

dove $f = (1 - \theta)f^{t+\Delta t} + \theta f^t$

tale equazione è un'espressione iterativa per t, che determina la soluzione di t per tutti i passi temporali entro un intervallo di tempo specificato.

III. Parametro di rilassamento ϑ

Il parametro di rilassamento ϑ viene scelto per dare una stabilità ottimale e una precisione del processo di integrazione nel tempo necessario per le relazione nel sottoparagrafo II. Per diversi valori di ϑ , i corrispondenti schemi di integrazione sono elencati nella Tabella 4.2.

I valori consigliati sono $\vartheta = 0.5$ o $\vartheta = 0.667$. La soluzione è incondizionatamente stabile per qualsiasi valore di $\vartheta \geq 0,5$. Per valori di ϑ prossimi a 1 la precisione è degradata. Un'analisi transitoria rapida può provocare delle oscillazioni nella soluzione, ma queste oscillazioni possono essere ridotte utilizzando un passo temporale minore o uno smorzamento numerico aumentando il valore di ϑ . La tabella (tabella 4.2) seguente riassume gli schemi di integrazione corrispondenti a diversi valori di ϑ :

ϑ	Schema
0	Eulero
0,5	Differenze centrali Crank-Nicholson
0,6667	Discretizzazione in elementi finiti secondo Galerkin
1	Schema implicito

Tabella 4.2 Schemi di integrazione in funzione del parametro di rilassamento ϑ

IV. Passo temporale

Il processo di integrazione temporale utilizza un'espressione approssimata per avvicinarsi alle derivate della temperatura. Di conseguenza, la precisione del processo di integrazione è strettamente legato al passo temporale.

A seconda dei valori del parametro di rilassamento, la dimensione del passo temporale può avere un limite superiore in modo che l'algoritmo sia stabile e non si comporta in modo oscillatorio.

Se ϑ è maggiore di 0,5 il passo massimo del tempo per la stabilità è data da

$$\Delta t_{critico} = \frac{2}{(1 - 2\theta)\lambda_{max}}$$

dove λ è il più grande autovalore dell'equazione

$$K - \lambda \cdot C = 0$$

In pratica è meglio usare un passo temporale molto inferiore a quello per il limite di stabilità in quanto se la soluzione può essere stabile potrebbe ancora contenere un comportamento oscillatorio. Il passo temporale consigliato è

$$\Delta t_{medio} = \frac{\Delta t_{critico}}{100}$$

Se il passo temporale è troppo grande e/o la mesh è troppo grossolana, vi è la possibilità che la soluzione può oltrepassare il limite prima di convergere alla soluzione corretta, ciò è mostrato nella figura 4.4.

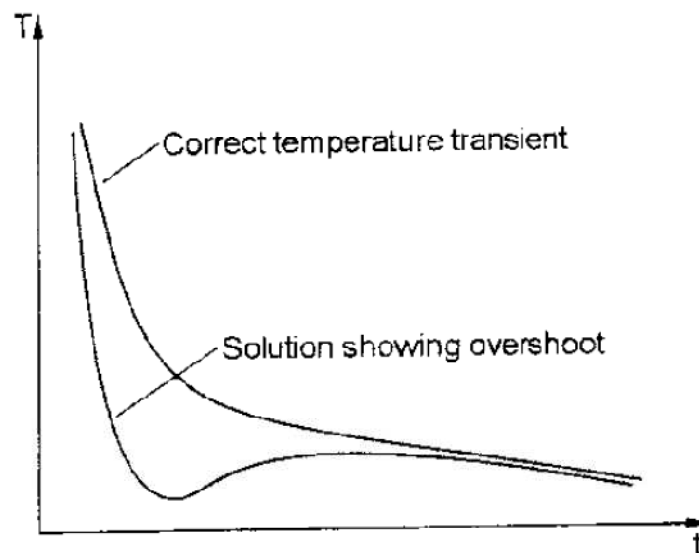


Figura 4.4 - Temperatura (T) vs Tempo (t), soluzione superata nei primi passi

5. PROGETTO IN CASO DI INCENDIO SECONDO NORMATIVA

5.1 Normativa sulla prevenzione incendi

La nuova normativa sulla prevenzione incendi mette a disposizione dei progettisti nuovi criteri di valutazione della sicurezza strutturale in caso di incendio e differenti metodi di calcolo per l'analisi delle strutture di acciaio; sono stati aggiunti metodi analitici di tipo semplificato e di tipo avanzato che permettono di ottenere soluzioni più accurate e sicure.

Diviene sempre maggiore, in questo nuovo contesto, la responsabilità del progettista delle strutture, che, a meno di adottare metodi basati su tabelle, deve essere coinvolto nella verifica della resistenza al fuoco delle strutture, in particolare di quelle di acciaio. Questo aspetto è confermato dalla nuova impostazione delle Norme Tecniche che assegna al progettista ed al collaudatore delle strutture anche la responsabilità delle verifiche di sicurezza in caso di incendio delle strutture. E' chiaro che più i metodi di calcolo diventano specialistici e dettagliati, maggiore deve essere l'attenzione al rispetto della procedura di applicazione e alla verifica del campo di applicazione del metodo adottato.

Nel presente articolo sono dunque state riepilogate le procedure previste dai vigenti regolamenti nazionali di prevenzione incendi. Il concetto di sicurezza di una costruzione in caso di incendio è stato chiaramente definito nell'ambito della Direttiva del 21 Dicembre 1988 del Consiglio della Comunità Economica Europea (Construction Product Directive 89/106/CEE, 1988). In particolare tale concetto è stato precisato in termini di obiettivi, intesi come prestazioni che devono essere garantite nell'ambito delle attività che si svolgono durante la vita dell'edificio, come di seguito riportato:

“le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale che, nel caso di sviluppo di un incendio:

- la capacità portante delle strutture sia garantita per un determinato periodo di tempo;
- la produzione e la propagazione di fiamme e di fumi all'interno delle costruzioni sia limitata;
- la propagazione dell'incendio alle costruzioni vicine sia limitata;
- gli occupanti possano abbandonare la costruzione o essere messi in salvo;

- la sicurezza delle squadre di soccorso sia presa in considerazione”.

Questa definizione generale è stata poi ulteriormente specificata nel corrispondente documento interpretativo (Interpretative document n. 2: Safety in case of fire, 1993), che è stato elaborato con il principale obiettivo di stabilire il necessario collegamento con le norme armonizzate a livello europeo in materia di prodotti e opere da costruzione. Il quadro normativo nazionale per la sicurezza strutturale in caso di incendio delle costruzioni, recentemente aggiornato e ormai praticamente completato, trova la sua origine da questo indirizzo comune preso dai Paesi membri della Comunità Europea. Riferendosi al ruolo delle strutture portanti di una costruzione per il raggiungimento degli obiettivi della sicurezza in caso di incendio, le più interessanti novità introdotte dalle nuove disposizioni nazionali sono:

- la definizione di nuove procedure per la valutazione del requisito di sicurezza in caso di incendio;
- la possibilità di applicazione di metodi di calcolo basati su un approccio ingegneristico.

Per quanto riguarda il primo aspetto, le procedure sono sensibilmente mutate in quanto sono state definite conformemente alle regole concordate e armonizzate tra tutti i Paesi membri della Comunità Europea. Relativamente al secondo aspetto, è stata introdotta la possibilità di valutare le prestazioni delle strutture portanti in caso di incendio, oltre che mediante il tradizionale approccio prescrittivo, mediante un approccio prestazionale, cosiddetto ingegneristico.

Nel presente contributo le procedure ed i diversi approcci previsti per la valutazione della sicurezza strutturale in caso di incendio sono presentati facendo riferimento alla loro applicazione nell’ambito delle norme generali di prevenzione incendi vigenti.

5.2 Quadro normativo vigente

L’applicazione degli indirizzi fissati dalla Direttiva 89/106 ha determinato anche nel nostro paese un radicale aggiornamento delle normative vigenti per la valutazione delle prestazioni delle strutture portanti in caso di incendio. Nel prospetto riportato nella Tabella 5.1 sono riepilogate le principali normative riguardanti la progettazione delle strutture.

Riferimenti	Data	Titolo
Ministero dell'Interno Decreto 9 marzo 2007	09/03/2007	Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei Vigili del Fuoco
Ministero dell'interno Lettera-circolare Prot. n. P414/4122 sott.55	28/03/2008	DM 9 marzo 2007 – Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del CNVVF. Chiarimenti ed indirizzi applicativi.
Ministero dell'Interno Decreto 16 febbraio 2007	16/02/2007	Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione
Ministero dell'Interno Decreto 9 maggio 2007	09/05/2007	Direttive per l'attuazione dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio
Ministero Infrastrutture DM 14 gennaio 2008	14/01/2008	Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare NTC2008n. 617 2 Febbraio 2009	02/02/2009	Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al decreto 14 gennaio 2008
EN 1990	01/05/2004	Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale
EN 1991-1-2	01/10/2004	Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-2: Azioni sulle strutture esposte al fuoco
EN 1992-1-2	01/07/2004	Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di cemento armato – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
EN 1993-1-2	01/07/2005	Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
EN 1994-1-2	27/10/2005	Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-2:Regole generali .Progettazione strutturale contro l'incendio

Tabella 5.1 Principali normative per la progettazione al fuoco.

5.3 Individuazione del livello di prestazione della struttura

I livelli di prestazione di resistenza al fuoco prescritti per le strutture portanti sono definiti nelle disposizioni emanate dal Ministero dell'Interno, attraverso la pubblicazione di decreti riferiti alle specifiche attività a cui sono adibiti gli edifici.

Un certo numero di attività a rischio di incendio, elencate nell'ambito del D.M. 16/02/82, sono soggette ai controlli di prevenzione incendi da parte del competente Comando provinciale dei Vigili del fuoco. Tra queste, per quanto riguarda le prestazioni di resistenza al fuoco, si possono distinguere due categorie: una prima categoria di attività per le quali è prescritto un livello minimo di resistenza al fuoco delle strutture portanti, una seconda categoria per le quali è stato definito un metodo convenzionale per determinare il livello minimo della resistenza al fuoco che deve essere verificato per le strutture portanti (figura 5.1). Per quelle attività non comprese nell'elenco del D.M. 16/02/82, quindi non soggette ai controlli di prevenzione incendi, la regola tecnica di riferimento per individuare il livello di prestazione di resistenza al fuoco delle strutture portanti è generalmente rappresentata dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

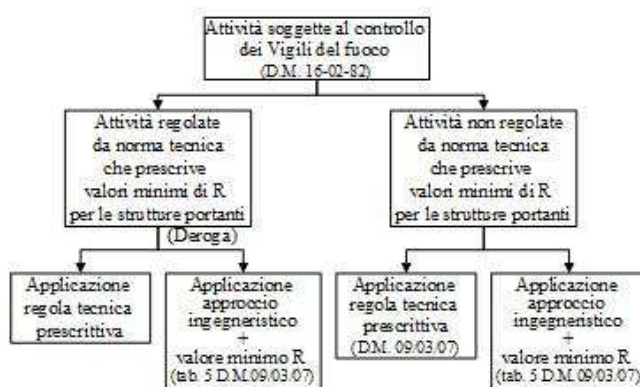


Figura 5.1 - Procedure per determinare i requisiti minimi di resistenza al fuoco delle strutture portanti di una costruzione.

Per quanto riguarda la prima categoria di attività soggette ai controlli di prevenzione incendi (attività regolate da specifica regola prescrittiva), il normatore, attraverso la pubblicazione di specifici decreti ministeriali, definisce la regola tecnica, che, tra l'altro, individua i livelli minimi di resistenza al fuoco della struttura portante. Esempi di questo tipo di attività sono: gli ospedali, le scuole, i locali di pubblico spettacolo, gli alberghi, ecc.. Negli edifici in cui si svolgono tali attività la possibilità di progettare la

sicurezza strutturale in caso di incendio secondo un approccio ingegneristico è prevista solo mediante il ricorso all'apposita procedura di deroga, secondo quanto previsto dall'articolo 6 del DPR n. 37/1998. In tal caso, nell'ambito della progettazione strutturale, si deve dimostrare che gli obiettivi della sicurezza in caso di incendio, introdotti nel paragrafo precedente, siano stati raggiunti. Per la regolamentazione di questo approccio è stato pubblicato il D.M. 09/05/07.

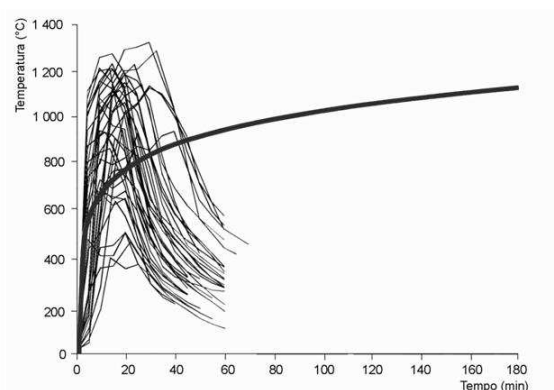


Figura 5.2 Comparazione tra la curva di incendio standard ISO 834 e 50 curve di incendio misurate durante test di laboratorio (carichi di incendio variabili tra 10 e 45 kg legna/m²).

Per la seconda categoria di attività soggette ai controlli di prevenzione incendi (attività senza specifica regola tecnica prescrittiva) il normatore, con la pubblicazione del D.M. 09/03/07, ha definito le richieste di prestazione in caso di incendio per le strutture portanti, classificandole in 5 livelli:

- livello I) nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze della perdita dei requisiti stessi siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
- livello II) mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione;
- livello III) mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza;
- livello IV) requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione;
- livello V) requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa.

Lo stesso decreto fornisce poi indicazioni per associare i diversi livelli di prestazione alla generica attività: il livello I è compatibile con le sole attività non soggette al controllo dei Vigili del Fuoco, il livello II alle attività non aperte al pubblico che rispettano opportune limitazioni individuate dal decreto stesso, il livello III alle restanti attività, i livelli IV e V a quelle attività in cui specifiche condizioni di sicurezza sono definite sulle basi delle richieste del committente o di specifici capitolati. Ogni livello di prestazione comporta quindi l'adozione di una determinata classe di resistenza al fuoco delle strutture portanti. In particolare, per il livello III, ossia quello a cui possono ricondursi i requisiti di resistenza al fuoco di gran parte delle attività, la classe di resistenza al fuoco minima è convenzionalmente definita attraverso una diretta correlazione, riportata nell'ambito del decreto, con il carico di incendio specifico di progetto valutato per l'attività in esame (Tabella 5.2).

Carichi d'incendio specifici di progetto ($q_{f,d}$)	Classe
Non superiore a 100 MJ/m ²	0
Non superiore a 200 MJ/m ²	15
Non superiore a 300 MJ/m ²	20
Non superiore a 450 MJ/m ²	30
Non superiore a 600 MJ/m ²	45
Non superiore a 900 MJ/m ²	60
Non superiore a 1200 MJ/m ²	90
Non superiore a 1800 MJ/m ²	120
Non superiore a 2400 MJ/m ²	180
Superiore a 2400 MJ/m ²	240

Tabella 5.2 Determinazione della classe di resistenza al fuoco necessaria per garantire il livello di prestazione III (D.M. 09/09/07).

Per gli edifici in cui si svolgono queste attività è possibile progettare la sicurezza strutturale in caso di incendio anche mediante l'applicazione dell'approccio ingegneristico, purché siano rispettati i limiti di resistenza al fuoco previsti dal D.M. 09/03/07 (Tabella 5.3), senza dover ricorrere alla procedura della deroga. Anche in tal caso la progettazione strutturale deve essere condotta al fine di dimostrare che gli

obiettivi della sicurezza in caso di incendio siano stati raggiunti, facendo riferimento alle disposizioni contenute nel D.M. 09/05/07.

Carichi d'incendio specifici di progetto ($q_{f,d}$)	Classe
Non superiore a 300 MJ/m ²	0
Non superiore a 450 MJ/m ²	15
Non superiore a 600 MJ/m ²	20
Non superiore a 900 MJ/m ²	30
Non superiore a 1200 MJ/m ²	45
Non superiore a 1800 MJ/m ²	60
Non superiore a 2400 MJ/m ²	90
Superiore a 2400 MJ/m ²	120

Tab.5.3 Determinazione della minima classe di resistenza al fuoco da garantire in caso di applicazione dell'approccio ingegneristico (D.M. 09/03/07)

Per gli edifici in cui si svolgono queste attività è possibile progettare la sicurezza strutturale in caso di incendio anche mediante l'applicazione dell'approccio ingegneristico, purché siano rispettati i limiti di resistenza al fuoco previsti dal D.M. 09/03/07, senza dover ricorrere alla procedura della deroga. Anche in tal caso la progettazione strutturale deve essere condotta al fine di dimostrare che gli obiettivi della sicurezza in caso di incendio siano stati raggiunti, facendo riferimento alle disposizioni contenute nel D.M. 09/05/07. Analizzando quanto stabilito nelle disposizioni contenute nel D.M. 09/05/07 è da segnalare il principale dato di progetto che deve essere definito quando si applica l'approccio ingegneristico per la valutazione della sicurezza in caso di incendio: la definizione dello scenario, o come spesso accade, degli scenari di incendio di progetto, termine con il quale si intende, nell'ambito della progettazione delle strutture, la descrizione qualitativa dell'evoluzione dell'incendio di quei casi, realisticamente ipotizzabili, che determinano le condizioni più gravose per la sollecitazione strutturale. E' questo sicuramente il passo più importante di tale approccio e pertanto è opportuno che venga assunto come dato di progetto della propria analisi solo a seguito di preventive intese con il competente organo di controllo.

Relativamente ai criteri di applicazione dell'approccio ingegneristico, un secondo aspetto da segnalare è relativo agli obiettivi di sicurezza in caso di incendio che devono essere assicurati. Questi, in analogia alle disposizioni previste dalle norme di prevenzione incendi, possono essere definiti secondo modalità differenti nelle due tipologie di attività finora distinte, quelle regolate da norme tecniche che prescrivono valori minimi di R per le strutture portanti e le altre attività soggette al controllo dei Vigili del fuoco. Per le prime appare ragionevole prefissare quale obiettivo di sicurezza il mantenimento della stabilità delle strutture portanti per tutta la durata dell'incendio naturale di progetto, inclusa la fase di raffreddamento. Per le seconde può essere stabilito un obiettivo di sicurezza corrispondente al mantenimento della stabilità delle strutture portanti per un periodo di tempo (concordato con il competente organo di controllo) adeguato alle caratteristiche delle attività svolte nell'edificio e alla gestione dell'emergenza onde garantire le necessarie condizioni di sicurezza durante le operazioni di soccorso.

5.4 Criteri di calcolo per la progettazione in caso di incendio

I criteri di calcolo per la progettazione strutturale in caso di incendio sono definiti nell'ambito di due provvedimenti, il D.M. Ministero delle Infrastrutture 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" ed il D.M. Ministero dell'Interno 16/02/2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione".

Nel D.M. 14/01/2008 l'evento dell'incendio è compreso esplicitamente tra le azioni, di tipo eccezionale, che devono essere usate nel progetto. Esso è definito mediante una curva di incendio di progetto nominale (generalmente la curva ISO 834) se vengono condotte verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale, mediante una curva di incendio naturale se le prestazioni della struttura portante sono valutate mediante l'approccio ingegneristico. Per quanto riguarda i criteri di calcolo per la verifica delle prestazioni in caso di incendio, il documento fa esplicito riferimento a quelli forniti dalle cosiddette parti fuoco degli Eurocodici, tenendo in considerazione quanto previsto dalle relative Appendici Nazionali.

Nel D.M. 16/02/2007 sono specificate le seguenti modalità con cui si può procedere alla determinazione della resistenza al fuoco della struttura portante di una costruzione o di un suo componente:

- mediante prove sperimentali, condotte esclusivamente ai sensi di norme EN o, in caso di assenza, prEN o ENV;
- mediante valutazioni analitiche, esclusivamente ai sensi delle parti fuoco degli Eurocodici;
- mediante le tabelle allegate al decreto medesimo (la cui validità per le strutture di acciaio è limitata al 25/09/2010).

In questo assetto del quadro normativo nazionale sono molteplici gli aspetti innovativi per la progettazione strutturale in caso di incendio, in particolare per le strutture in acciaio. I risultati delle numerose ricerche condotte hanno contribuito a incrementare e a rendere più accurati i metodi di calcolo disponibili per la valutazione della sicurezza strutturale. Sono stati condotti studi per l'analisi dei fenomeni di instabilità globale delle aste, dei fenomeni di instabilità locale delle sezioni di acciaio, fornendo un quadro completo dei criteri di verifica degli elementi strutturali di acciaio per i diversi casi di sollecitazione. Particolare attenzione è stata dedicata al caso delle strutture composte acciaio calcestruzzo, consentendo la definizione dei criteri di verifica anche per questi elementi strutturali. Inoltre l'analisi strutturale in caso di incendio è stata estesa alla valutazione del comportamento di intere strutture in condizioni di incendio, anche al di fuori delle condizioni di incendio standardizzate. Così, nell'ambito del nuovo quadro normativo la verifica della stabilità strutturale in condizioni di incendio può essere effettuata secondo differenti approcci, caratterizzati da differenti livelli di complessità e precisione, definiti nelle parti fuoco degli Eurocodici:

- il metodo tabellare, valido per specifiche tipologie di elementi strutturali, mediante il quale i singoli componenti della struttura sono dimensionati con l'ausilio di tabelle fornite dai regolamenti stessi;
- i metodi di calcolo semplificato, con cui i singoli elementi che compongono la struttura sono verificati sotto opportune ipotesi semplificative, che generalmente consentono di risolvere tutti i casi progettuali nell'ambito dell'approccio prescrittivo;
- i metodi di calcolo avanzato, con i quali è possibile risolvere qualunque tipo di struttura (singoli elementi, porzione di una struttura, intera struttura) sotto l'azione di qualsiasi tipo di incendio e che quindi costituisce il metodo adatto per l'applicazione dell'approccio ingegneristico.

E' quindi possibile condurre la verifica delle prestazioni delle strutture di acciaio in condizioni di incendio secondo differenti livelli di analisi:

- mediante l'analisi dei singoli elementi che compongono la struttura, come generalmente avviene nell'ambito dell'approccio prescrittivo;
- oppure mediante l'analisi di parti di strutture o di intere strutture in condizioni di incendio, come è necessario (a meno di strutture particolari) nell'ambito dell'approccio ingegneristico.

E' da segnalare come i criteri di calcolo oggi disponibili consentono in alcuni casi maggiore accuratezza e affidabilità nella valutazione delle prestazioni delle strutture di acciaio in condizioni di incendio. Citiamo a questo proposito alcuni aspetti della progettazione strutturale in caso di incendio:

- il controllo dei fenomeni di instabilità locale dei profilati, che richiede una ridotta temperatura critica per i profilati di classe 4;
- la verifica delle prestazioni di resistenza al fuoco per gli elementi strutturali di acciaio facenti parte di compartimenti di Classe 15 (non richiesta nel precedente quadro normativo);
- la verifica in condizioni di incendio dei collegamenti degli elementi strutturali di acciaio.

6. CASO DI STUDIO

6.1 Introduzione

L'edificio in oggetto verrà realizzato nel Comune de L'Aquila al posto di un edificio esistente a telaio in c.a. notevolmente danneggiato dal sisma e di conseguenza demolito integralmente.

Il lotto di terreno che ospiterà la nuova costruzione si trova in una zona d'angolo, tra Via XX Settembre, Corso Federico II e Via di S. Agostino.



Figura 6. 1 - Vista aerea dell'area urbana e indicazione del lotto di terreno interessati dall'intervento

Il progetto architettonico prevede un'impronta di base di circa $840m^2$ e la realizzazione di 8 livelli per un totale di oltre $23500m^3$ di volume costruito finale. Parte della costruzione sarà realizzata sotto il piano campagna in modo da utilizzare il vano interrato già presente; il progetto prevede un ulteriore abbassamento del piano di posa delle fondazioni di circa 2m rispetto alla situazione attuale.

Il nuovo edificio sarà a struttura mista telaio-pareti: l'ossatura interna viene realizzata mediante travi e pilastri a sezione mista acciaio-calcestruzzo di tecnologia REP;

l'involucro esterno, la parte interrata, i vani scale e ascensore verranno gettati in opera con la tecnica dei casseri rampanti.

L'edificio avrà destinazione commerciale nei livelli più bassi, con la presenza di negozi e uffici aperti al pubblico, mentre i piani più alti sono adibiti a funzioni residenziali. Il piano interrato sarà un'autorimessa di proprietà delle attività commerciali sovrastanti.

La copertura è prevista piana, ad eccezione della galleria interna che sarà coperta da un struttura spaziale in alluminio.

L'edificio sarà sorretto da un sistema di fondazioni profonde quali pali trivellati in c.a. Inoltre l'abbassamento del piano di posa delle fondazioni e la vicinanza al Cinema Massimo adiacente impongono la realizzazione di opere di sostegno del terreno e del piano stradale

6.2 Analisi dei carichi dei solai

Riporto l'analisi dei carichi relativa ai solai previsti per l'edificio di nuova realizzazione. Si tratteranno separatamente tutti i carichi agenti, suddivisi in permanenti strutturali, permanenti portati e carichi accidentali; successivamente si individuano dei pacchetti di solaio tipologici per le varie destinazioni d'uso.

6.2.1 Carichi permanenti portati -G1

Si utilizzano solai a predalles in calcestruzzo armato e blocchi di alleggerimento in polistirolo espanso.

Visti i carichi e le luci libere si scelgono moduli di larghezza 120cm e spessore 5+20+5, con 2 travetti di larghezza 20cm per ogni modulo.

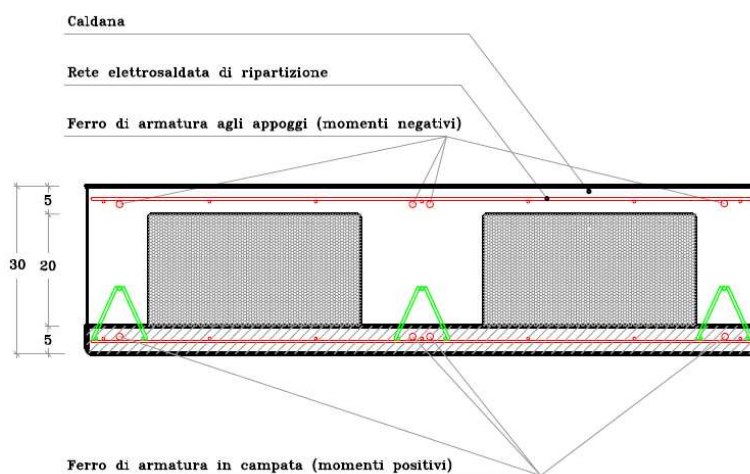


Figura 6.2 - Sezione tipo di un modulo da 120cm di solaio predalles

Vista la geometria della sezione e considerando i pesi propri del calcestruzzo armato (25 kN/m^3) e del polistirolo espanso (1 kN/m^3) si ricava un carico pari a $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$

6.2.2 Carichi permanenti portati –G2

Si riporta l'elenco dei carichi permanenti portati previsti nei pacchetti di solaio dell'edificio:

- Massetto per impianti 0.8 kN/m^2 ;
- Pavimento 0.4 kN/m^2 ;
- Tramezzi interni 1.2 kN/m^2 ;
- Impiantistica 0.5 kN/m^2 ;
- Intonaco 0.3 kN/m^2 .

6.2.3 Carichi variabili Q

Con riferimento alla normativa vigente, al variare delle destinazioni d'uso degli ambienti si prevedono differenti carichi variabili agenti sui solai,:

- Ambienti ad uso residenziale (cat. A) 2 kN/m^2 ;
- Uffici aperti al pubblico (cat. B2) 3 kN/m^2 ;
- Ambienti suscettibili d'affollamento (cat. C2) 4 kN/m^2 ;
- Ambienti ad uso commerciale quali negozi (cat. D1) 4 kN/m^2 ;
- Magazzini e depositi (cat. E1) 6 kN/m^2 ;
- Parcheggi con transito di automezzi di peso inferiore ai 30kN (cat. F) 2.5 kN/m^2 ;
- Carico neve sulla copertura piana 1.31 kN/m^2 .

In merito al carico neve lo si è valutato in accordo al DM14/1/2008:

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

Dove μ_i è il coefficiente di forma della copertura ed in caso di coperture piane assume valore pari a 0.8; $q_{sk} = 1.65 \text{ kN/m}^2$ per la Zona III e l'altitudine di riferimento de L'Aquila; C_E e C_t sono i coefficienti di esposizione e termico che a meno di particolari valutazioni vengono assunti pari a 1.

6.2.4 Tipologie di solaio individuate

A seconda della destinazione d'uso prevista per i vari ambienti si individuano le seguenti tipologie di solaio presenti:

a) Solaio adibito a parcheggio

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, impianti, intonaco $G_2 = 1.60 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. F) $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

b) Solaio per uffici

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, pavimento, tramezzi, impianti, intonaco $G_2 = 3.20 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. B2) $Q = 3.00 \text{ kN/m}^2$.

c) Solaio di locale commerciale

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, pavimento, tramezzi, impianti, intonaco $G_2 = 3.20 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. D1) $Q = 4.00 \text{ kN/m}^2$.

d) Solaio di civile abitazione

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, pavimento, tramezzi, impianti, intonaco $G_2 = 3.20 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. A) $Q = 2.00 \text{ kN/m}^2$.

e) Solaio del porticato

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, impianti, intonaco $G_2 = 1.60 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. C2) $Q = 4.00 \text{ kN/m}^2$.

f) Solaio per ambienti affollati

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, pavimento, tramezzi, impianti, intonaco $G_2 = 3.20 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. C2) $Q = 4.00 \text{ kN/m}^2$.

g) Solaio del magazzino

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, pavimento, tramezzi, impianti, intonaco $G_2 = 3.20 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. E1) $Q = 6.00 \text{ kN/m}^2$.

h) Solaio del terrazzo coperto mediante porticato

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, pavimento, impianti, intonaco $G_2 = 2.00 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (cat. C2) $Q = 4.00 \text{ kN/m}^2$.

i) Solaio di copertura

Predalles strutturale $G_1 = 4.30 \text{ kN/m}^2$;

Massetto, impianti, intonaco $G_2 = 1.60 \text{ kN/m}^2$;

Variabile (neve) $Q = 1.31 \text{ kN/m}^2$.

Nelle piante seguenti si assegnano ai vari campi di solaio le rispettive tipologie.

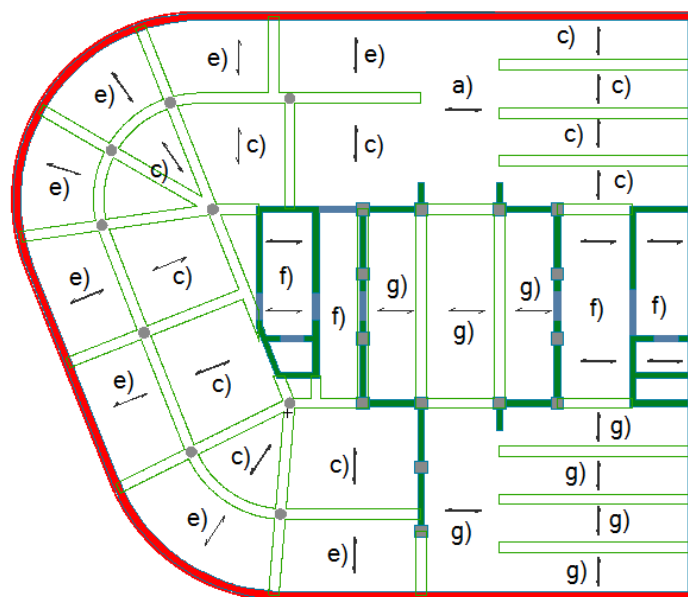


Figura 6.3 - Individuazione in pianta dei solai - 1° livello

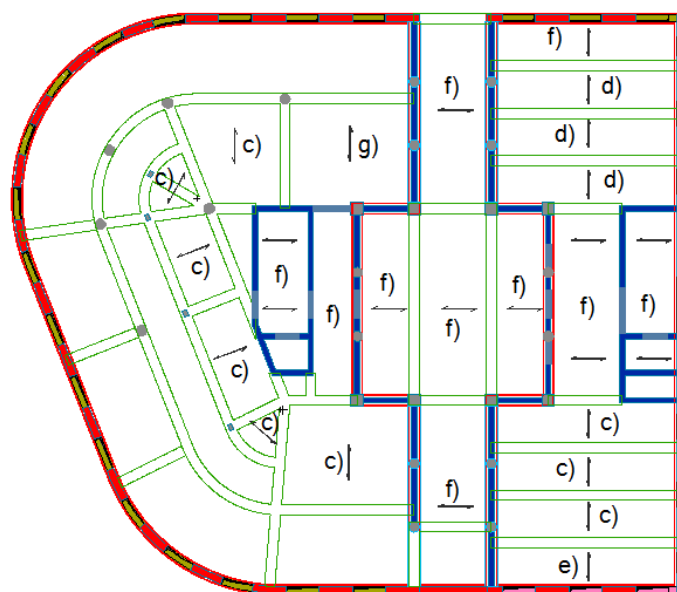


Figura 6.4 - Individuazione in pianta dei solai - 2° livello

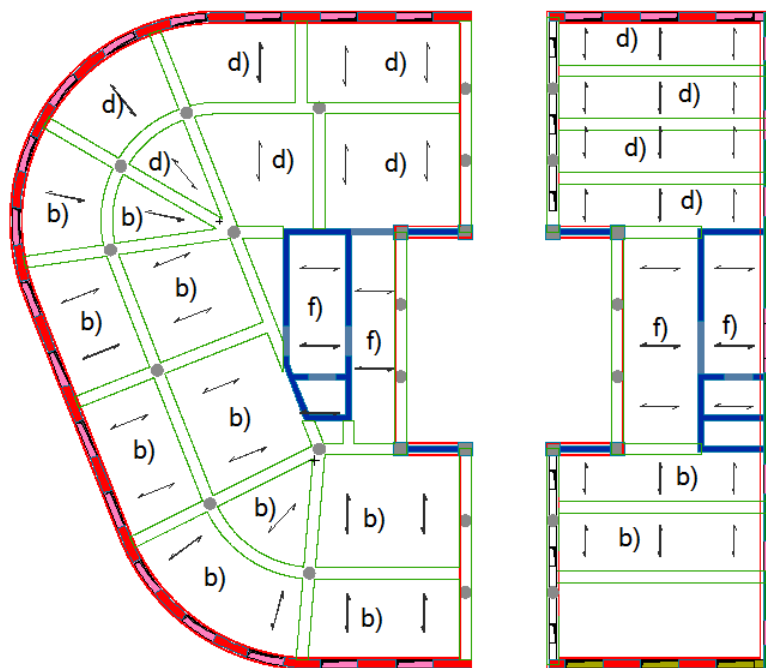


Figura 6. 5 - Individuazione in pianta dei solai - 3° livello

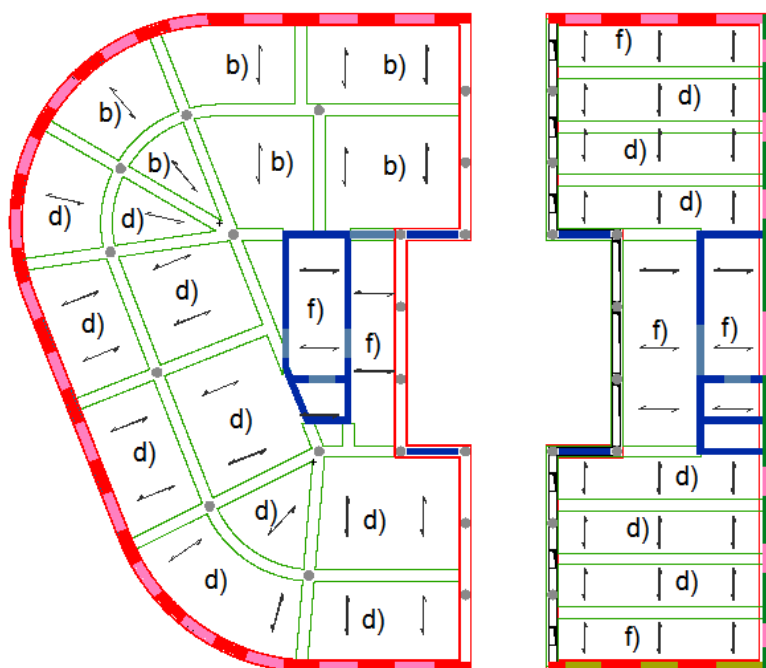


Figura 6. 6 - Individuazione in pianta dei solai - 4° livello

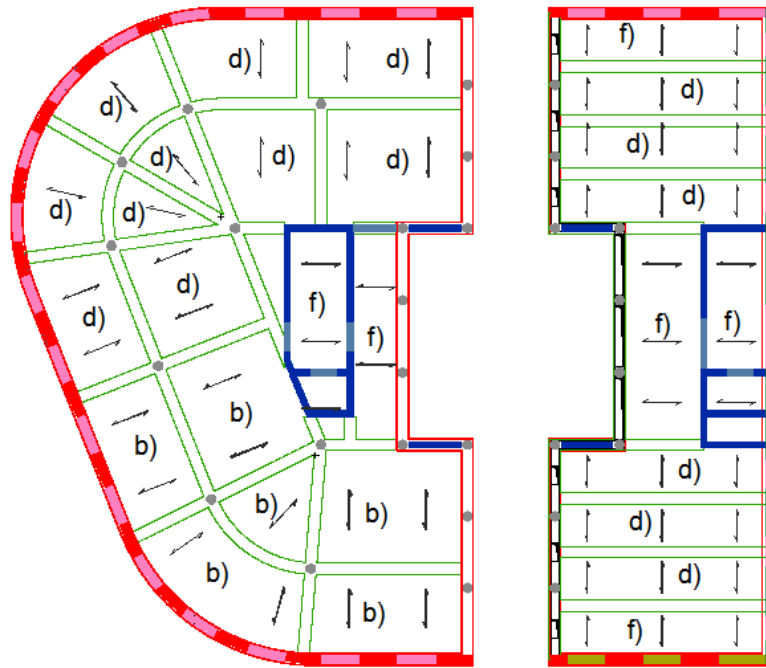


Figura 7. 7: Individuazione in pianta dei solai - 5° livello

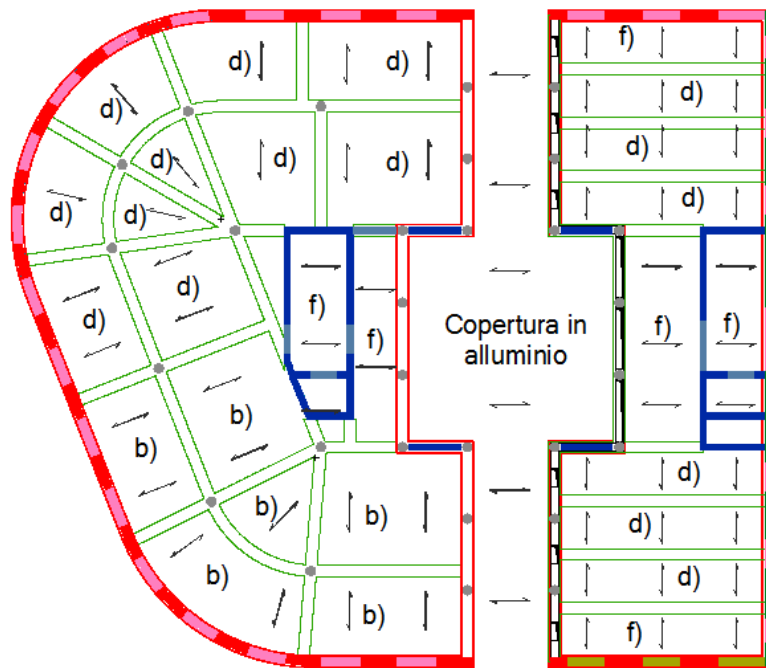


Figura 6. 8: Individuazione in pianta dei solai - 6° livello

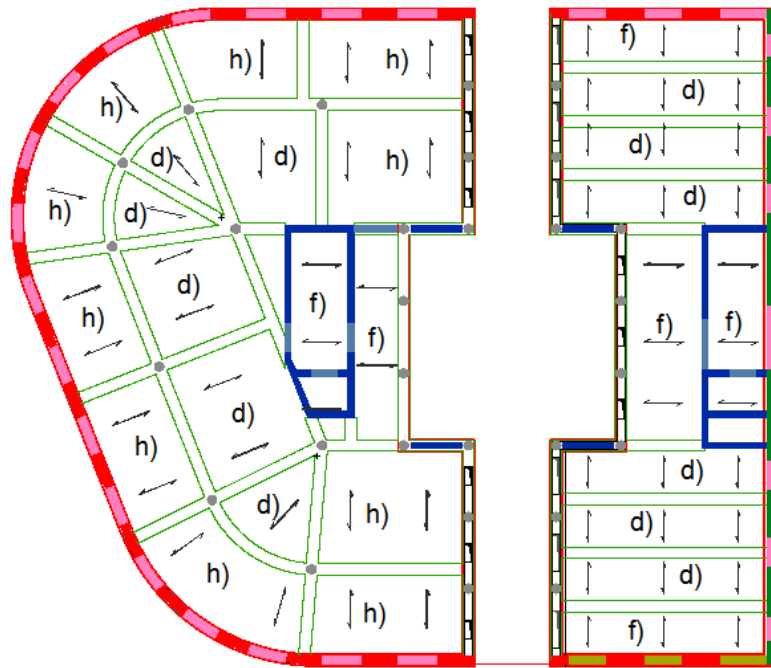


Figura 6.9: Individuazione in pianta dei solai - 7° livello

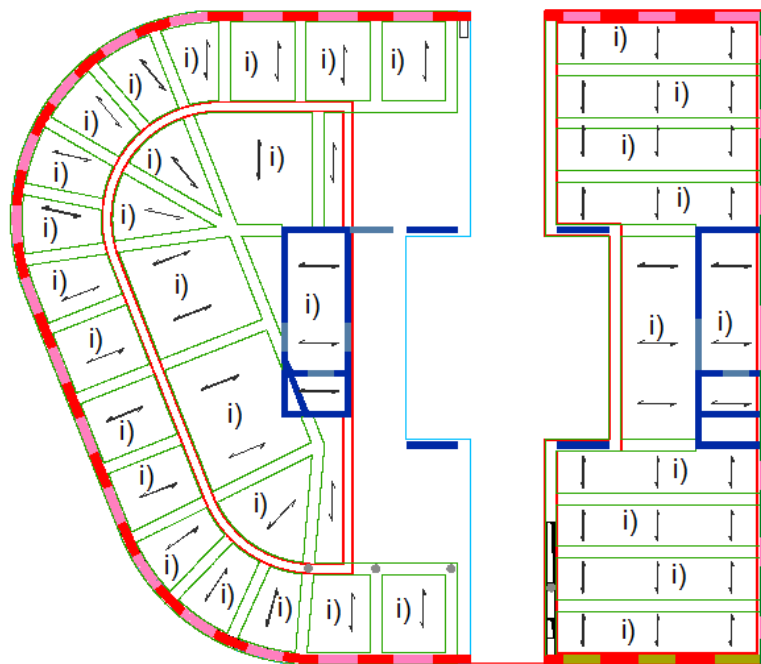


Figura 6.10: Individuazione in pianta dei solai - 8° livello

6.3 Materiali utilizzati

Si trattano separatamente i materiali utilizzati per la parte gettata in opera e per quella semi-prefabbricata.

In merito alla porzione di struttura gettata in opera si utilizzano:

- Calcestruzzo di classe C28/35
Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 32308 \text{ MPa}$
Peso specifico 25 kN/m^3
Coefficiente di Poisson 0.2
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- Acciaio da cemento armato ordinario di classe B450C
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Acciaio da precompressione - trefoli da 0.6"
Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{pyk} = 0.9 \cdot f_{ptk} = 1674 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità $E_p = 195000 \text{ MPa}$

Per la parte semi-prefabbricata realizzata con struttura mista acciaio-calcestruzzo:

- Calcestruzzo di classe C28/35 (per il basamento delle travi dotate di fondello in c.a.)
Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 32308 \text{ MPa}$
Peso specifico 25 kN/m^3
Coefficiente di Poisson 0.2
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- Calcestruzzo di classe C25/30 (per i getti di completamento)
Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$
Peso specifico 25 kN/m^3
Coefficiente di Poisson 0.2
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Acciaio da carpenteria S355J0
Modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$
Peso specifico 78.5 kN/m^3
Coefficiente di Poisson 0.3

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

Predalles di solaio prefabbricate:

- Calcestruzzo di classe C25/30 (sia per la lastra, che per la soletta di completamento)

Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

Peso specifico 25 kN/m^3

Coefficiente di Poisson 0.2

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

- Acciaio da cemento armato ordinario di classe B450C

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

6.4 Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica di riferimento è rappresentata dallo spettro di risposta elastico, definito nella Normativa vigente (D.M. 14/01/2008) dalle Equazioni 3.2.4 (componente orizzontale) e 3.2.10 (componente verticale) qui di seguito riportate:

- spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per } T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per } T_D \leq T$$

- spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \quad \text{per } T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per } T_D \leq T$$

Il moto orizzontale risulta composto da due componenti indipendenti (chiamate X e Y), caratterizzate dal medesimo spettro di risposta, mentre la componente verticale (Z) è individuata da uno spettro diversificato. La necessità di dover considerare anche il sisma verticale nasce dal fatto che nel piano seminterrato della struttura sono presenti alcune travi parete che sostengono dei pilastri in falso.

6.4.1 Spettro di progetto per SLV

Ai fini della determinazione dello spettro di progetto dell'azione sismica, vengono definiti i seguenti parametri, che sono stati inseriti nel foglio di calcolo "Spettri NTC ver. 1.0.3", del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

- Indicazione geografica del sito della costruzione: lat. 42.21°; long. 13.23°
- Vita nominale della costruzione: $V_n=50$ anni.
- Classe d'uso II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_u=1.0$
- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica: T1

Dai dati riportati sopra consegue che:

- Il periodo di riferimento è $V_R = V_n \cdot C_u \geq 50$ anni.
- In relazione allo Stato limite Ultimo di salvaguardia della Vita (SLV), il periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica è di 475 anni.
- La probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R e per lo stato limite considerato è pari al 10%.

Lo spettro di progetto si ricava a partire dallo spettro elastico attraverso una riduzione delle ordinate ad opera del fattore di struttura q , definito come segue:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot k_W$$

La struttura in oggetto è classificabile come struttura mista equivalente a pareti, progettata in classe di duttilità bassa (CD"B"), pertanto caratterizzata da un fattore $q_0 = 3 \cdot \alpha_u / \alpha_1$. Il rapporto di sovreresistenza $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$ in quanto la struttura si considera a pareti accoppiate grazie alla presenza di travi di collegamento rigide.

Dato che la struttura è regolare in altezza si ha un coefficiente $K_R = 1$.

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, si inserisce il coefficiente k_W con l'obiettivo di ridurre il fattore di struttura q . Per strutture miste equivalenti a pareti esso si valuta come:

$$k_W = 0.5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$$

dove α_0 è il valore prevalentemente assunto dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. In questo caso $\alpha_0 = 1.75$, pertanto $k_W = 0.917$.

In definitiva si ottiene un fattore di struttura pari a:

$$q = 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1 \cdot K_R \cdot k_W = 3 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 0.917 = 3.3$$

Si riportano in tabella i parametri tramite i quali è possibile costruire lo spettro di risposta della componente orizzontale e verticale.

- Componente orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.261 g
F_n	2.364
T_c	0.347 s
S_s	1.154
C_c	1.360
S_T	1.000
q	3.300

Parametri dipendenti

S	1.154
η	0.303
T_B	0.157 s
T_C	0.471 s
T_D	2.643 s

Tabella 6.1 Parametri dipendenti e indipendenti per la definizione dello spettro SLV

- Componente verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{nv}	0.180 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.629
S	1.000
η	0.667

Tabella 6.2 Parametri dipendenti e indipendenti per la definizione dello spettro SLV

La rappresentazione grafica degli spettri di risposta ricavati, per entrambe le componenti, è qui riportata.

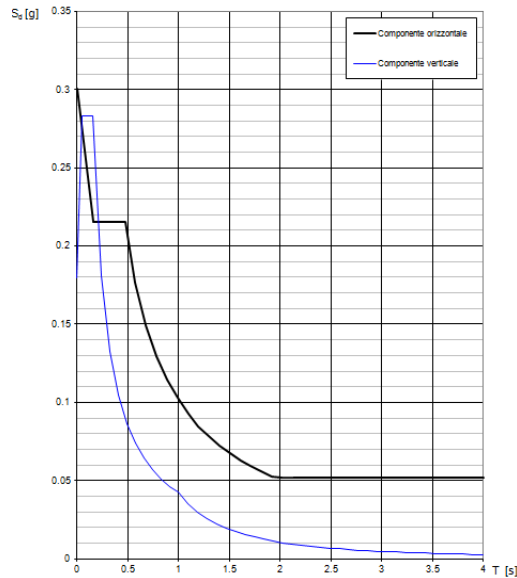


Figura 6.11 - Spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali e verticali per lo SLV.

6.4.2 Spettro elastico per SLD

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

A tal fine si ricava, mediante il foglio di calcolo “Spettri NTC ver. 1.0.3” di cui sopra, lo spettro elastico relativo allo Stato Limite di Danno (SLD), caratterizzato da un fattore di struttura q unitario. In questo caso:

- In relazione allo Stato limite di Danno (SLD), il periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica è di 50 anni.
- La probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R e per lo stato limite considerato è pari al 63%.

Si riportano in tabella i parametri tramite i quali è stato possibile costruire lo spettro di risposta della componente orizzontale.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_n	0.104 g
F_n	2.332
T_C	0.281 s
S_s	1.200
C_C	1.418
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.133 s
T_C	0.399 s
T_D	2.017 s

Tabella 3 Parametri dipendenti e indipendenti per la definizione dello spettro SLD

La rappresentazione grafica dello spettro di risposta elastico ricavato è qui riportata (tratto di colore nero).

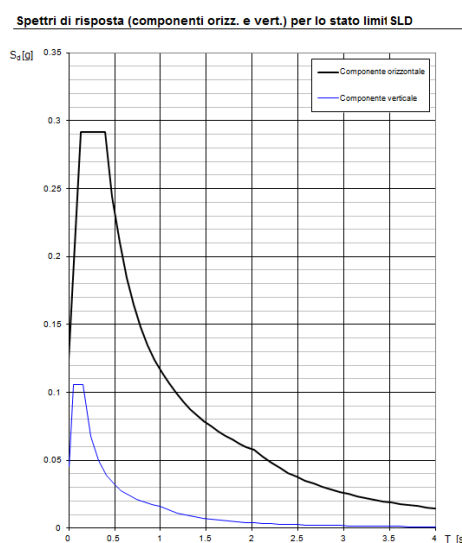


Figura 6.12 - Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali per lo SLD.

6.5 Combinazione delle azioni per i vari stati limite considerati

Trattandosi di una nuova costruzione in zona sismica occorre effettuare sia verifiche di resistenza agli Stati Limite Ultimi (SLU e SLV), sia verifiche di deformabilità, fessurazione e stato tensionale nelle condizioni di esercizio (SLE e SLD)

6.5.1 Stati limite ultimi

In merito alla statica (SLU) sono state effettuate 13 differenti combinazioni di carico secondo la combinazione fondamentale:

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

prendendo a rotazione come carico accidentale principale uno tra i carichi variabili introdotti nei precedenti paragrafi. Tra queste le prime 6 combinazioni non comprendono il carico neve, mentre le successive 7 lo conteggiano.

I coefficienti amplificativi γ_G , γ_Q e i coefficienti di contemporaneità Ψ_{0i} assumono valori differenti per le azioni presenti:

TIPO DI CARICO	γ_G (Permanenti) e γ_Q (Accidentali)	Ψ_{0i}
Pesi propri strutturali (G1)	$\gamma_G = 1.3$	/
Permanenti portati (G2)	$\gamma_G = 1.3$	/
Ambienti ad uso residenziale	$\gamma_Q = 1.5$	0.7
Uffici aperti al pubblico	$\gamma_Q = 1.5$	0.7
Ambienti suscettibili di affollamento	$\gamma_Q = 1.5$	0.7
Ambienti commerciali	$\gamma_Q = 1.5$	0.7
Magazzini	$\gamma_Q = 1.5$	1
Rimesse e parcheggi	$\gamma_Q = 1.5$	0.7
Carico neve (quota < 1000m s.l.m.)	$\gamma_Q = 1.5$	0.5

Le combinazioni sismiche sono invece 96, a causa della contemporanea presenza dell'eccitazione sismica lungo le tre direzioni ortogonali dello spazio (X, Y e Z). Lungo una direzione (scelta come principale) si fornisce l'intera sollecitazione sismica, mentre lungo le altre due direzioni ortogonali (secondarie) si fornisce solo il 30% dell'azione sismica fornita dallo spettro. Ruotando i coefficienti moltiplicativi 1 e 0.3 secondo la formula seguente si ottengono 24 combinazioni sismiche distinte.

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

Dato che sono previsti solai aventi solette in c.a. tali da garantire infinita rigidezza agli orizzontamenti, occorre conteggiare anche le eccentricità accidentali, pari al 5% della lunghezza in pianta, nelle due direzioni X e Y. In questo modo la rotazione dei coefficienti di cui sopra e delle eccentricità fa sì che vi siano in totale 24x4 combinazioni sismiche da prendere in considerazione.

La combinazione sismica di riferimento, per valutare in modo distinto gli effetti in una direzione, è la seguente:

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

dove l'azione sismica è rappresentata dalla lettera E e dove i carichi accidentali sono moltiplicati dai coefficienti di contemporaneità più restrittivi, gli Ψ_{2i} .

Quest'ultimi assumono i seguenti valori:

TIPO DI CARICO ACCIDENTALE	Ψ_{2i}
Ambienti ad uso residenziale	0.3
Uffici aperti al pubblico	0.3
Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Ambienti commerciali	0.6
Magazzini	0.8
Rimesse e parcheggi	0.6
Carico neve (quota < 1000m s.l.m.)	0

Nella tabella seguente si riportano le 37 combinazioni principali generate (13 statiche e 24 sismiche). Si tenga presente però che vi sono altre 72 combinazioni derivanti dai casi di concomitanza delle eccentricità accidentali menzionate. Le verifiche effettuate sul modello si basano sulla condizione peggiore tra le 109 fornite dalle varie combinazioni.

COMB	G1	G2	Civ. Ab.	Uff.	Loc. Comm.	Parch.	Amb. Affol.	Magazz.	Neve	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
cLCB1	1.3	1.3	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	/	/	/	/
cLCB2	1.3	1.3	1.05	1.5	1.05	1.05	1.05	1.5	/	/	/	/
cLCB3	1.3	1.3	1.05	1.05	1.5	1.05	1.05	1.5	/	/	/	/
cLCB4	1.3	1.3	1.05	1.05	1.05	1.5	1.05	1.5	/	/	/	/
cLCB5	1.3	1.3	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	1.5	/	/	/	/
cLCB6	1.3	1.3	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	/	/	/	/
cLCB7	1.3	1.3	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	0.75	/	/	/
cLCB8	1.3	1.3	1.05	1.5	1.05	1.05	1.05	1.5	0.75	/	/	/
cLCB9	1.3	1.3	1.05	1.05	1.5	1.05	1.05	1.5	0.75	/	/	/
cLCB10	1.3	1.3	1.05	1.05	1.05	1.5	1.05	1.5	0.75	/	/	/
cLCB11	1.3	1.3	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	1.5	0.75	/	/	/
cLCB12	1.3	1.3	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	0.75	/	/	/
cLCB13	1.3	1.3	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	1.5	/	/	/
cLCB14	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	1	0.3	0.3
cLCB15	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	1	0.3	-0.3
cLCB16	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	1	-0.3	0.3
cLCB17	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	1	-0.3	-0.3
cLCB18	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-1	0.3	0.3
cLCB19	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-1	0.3	-0.3
cLCB20	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-1	-0.3	0.3
cLCB21	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-1	-0.3	-0.3
cLCB22	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	1	0.3

cLCB2 3	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	1	-0.3
cLCB2 4	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	1	0.3
cLCB2 5	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	1	-0.3
cLCB2 6	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	-1	0.3
cLCB2 7	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	-1	-0.3
cLCB2 8	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	-1	0.3
cLCB2 9	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	-1	-0.3
cLCB3 0	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	0.3	1
cLCB3 1	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	0.3	1
cLCB3 2	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	-0.3	1
cLCB3 3	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	-0.3	1
cLCB3 4	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	0.3	-1
cLCB3 5	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	0.3	-1
cLCB3 6	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	0.3	-0.3	-1
cLCB3 7	1	1	0.3	0.3	0.6	0.3	0.6	0.8	/	-0.3	-0.3	-1

6.5.2 Stati limite di esercizio

In ambito statico (SLE) le verifiche da effettuare riguardano la fessurazione, la deformabilità e le tensioni in esercizio negli elementi strutturali.

Le combinazioni dei carichi su cui si basano tali verifiche sono le seguenti:

- Combinazione caratteristica (rara)

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

- Combinazione frequente

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

- Combinazione quasi permanente

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

Si riepilogano i vari coefficienti di contemporaneità dei carichi variabili presenti:

TIPO DI CARICO ACCIDENTALE	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Uffici aperti al pubblico	0.7	0.5	0.3
Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Ambienti commerciali	0.7	0.7	0.6
Magazzini	1	0.9	0.8
Rimesse e parcheggi	0.7	0.7	0.6
Carico neve (quota < 1000m s.l.m.)	0.5	0.2	0

Sulla base di quanto esposto si generano le seguenti 21 combinazioni statiche agli SLE: le prime 13 derivano dalla combinazione rara, poi ci sono 7 combinazioni frequenti e l'ultima è quella quasi permanente.

COMB	G1	G2	Civ. Ab.	Uff.	Loc. Comm.	Parch.	Amb. Affol.	Magaz.	Neve
cLCB24	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	/
cLCB27	1	1	0.7	0.7	0.7	1	0.7	1	/
cLCB25	1	1	0.7	1	0.7	0.7	0.7	1	/
cLCB26	1	1	0.7	0.7	1	0.7	0.7	1	/
cLCB28	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1	/
cLCB29	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	/
cLCB30	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	0.5
cLCB31	1	1	0.7	1	0.7	0.7	0.7	1	0.5
cLCB32	1	1	0.7	0.7	1	0.7	0.7	1	0.5
cLCB33	1	1	0.7	0.7	0.7	1	0.7	1	0.5
cLCB34	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1	0.5
cLCB35	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	0.5
cLCB36	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1
cLCB37	1	1	0.5	0.3	0.6	0.6	0.6	0.8	/
cLCB38	1	1	0.3	0.5	0.6	0.6	0.6	0.8	/
cLCB39	1	1	0.3	0.3	0.7	0.6	0.6	0.8	/
cLCB40	1	1	0.3	0.3	0.6	0.7	0.6	0.8	/
cLCB41	1	1	0.3	0.3	0.6	0.6	0.7	0.8	/
cLCB42	1	1	0.3	0.3	0.6	0.6	0.6	0.9	/
cLCB43	1	1	0.3	0.3	0.6	0.6	0.6	0.8	0.2
cLCB44	1	1	0.3	0.3	0.6	0.6	0.6	0.8	/

In presenza di sisma occorre invece limitare gli spostamenti orizzontali di interpiano al fine di soddisfare la verifica di contenimento del danno agli elementi non strutturali

(SLD). Gli spostamenti oggetto di verifica derivano dalle combinazioni sismiche già introdotte al paragrafo precedente con la differenza che l'azione sismica farà riferimento allo spettro elastico relativo all'SLD anziché a quello SLV col quale si effettuano le verifiche di resistenza.

6.6 Descrizione del modello strutturale e delle analisi numeriche svolte

L'analisi dell'edificio è stata effettuata mediante la realizzazione di più modelli matematici basati sulla teoria degli elementi finiti. Attraverso l'utilizzo di un codice di calcolo commerciale (Midas Gen2013, n. di licenza U001-05081) è stato definito un modello tridimensionale completo.

La necessità di realizzare modelli distinti per l'analisi e il progetto della parte di struttura gettata in opera e per quella semi-prefabbricata col sistema REP nasce dalla ricerca, per ciascun tipo di elemento strutturale, della modellazione più fedele e rappresentativa della condizione reale.

Un primo modello è stato realizzato per il progetto delle pareti in calcestruzzo armato e delle relative travi di collegamento, ovvero di tutta la porzione d'edificio che sarà gettata in opera. Le pareti sono state modellate attraverso macroelementi finiti detti "wall": si tratta di elementi monodimensionali (beam) dotati di link rigidi alle estremità che individuano la larghezza effettiva della parete da modellare. Il collegamento orizzontale tra i singoli setti è affidato alle travi poste a livello del solaio. Queste travi, in genere tozze perché caratterizzate da luci ridotte e altezze di sezione molto elevate, sono state modellate con elementi finiti monodimensionali a 2 nodi (beam).

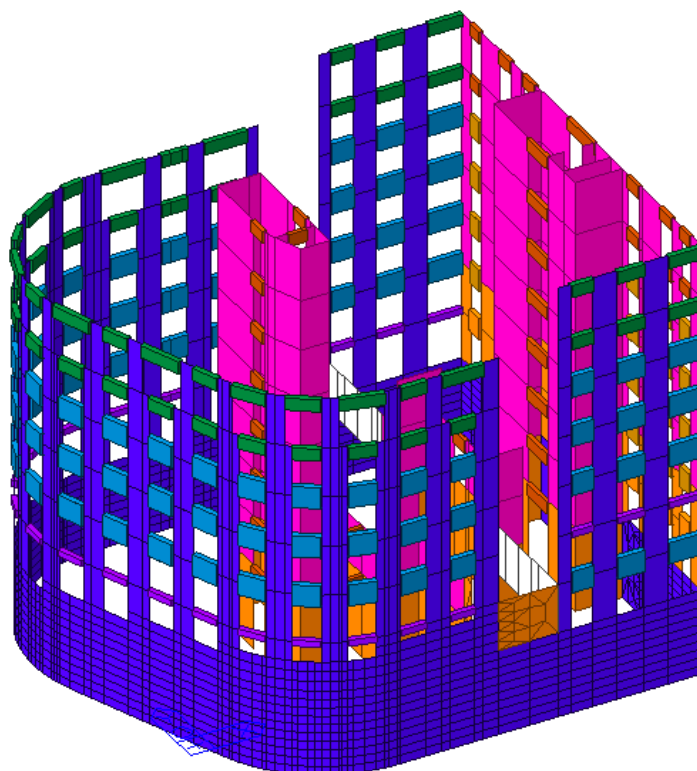


Figura 6.13 - Vista 3D del modello di calcolo per i setti in c.a. - vista dei soli "wall" e delle travi di collegamento

La struttura interna a telaio bidirezionale, realizzata con prodotti di tipo REP a sezione mista acciaio-calcestruzzo, viene modellata con elementi finiti beam e nodi rigidi che trasmettono integralmente le sollecitazioni flettenti come incastri perfetti. Nella realtà solo i nodi interni al telaio dopo la realizzazione del getto di completamento sono considerabili incastri perfetti, mentre la connessione tra le travi periferiche e le pareti in c.a. è caratterizzata da un cedimento locale che la modellazione con macroelementi wall non è in grado di cogliere.

E' per non sovrastimare l'incastro delle travi, e il conseguente errore di calcolo sulle sollecitazioni flettenti delle stesse con incremento eccessivo dei momenti negativi a scapito di quelli positivi, che per il progetto della parte semi-prefabbricata si realizza un secondo modello di calcolo.

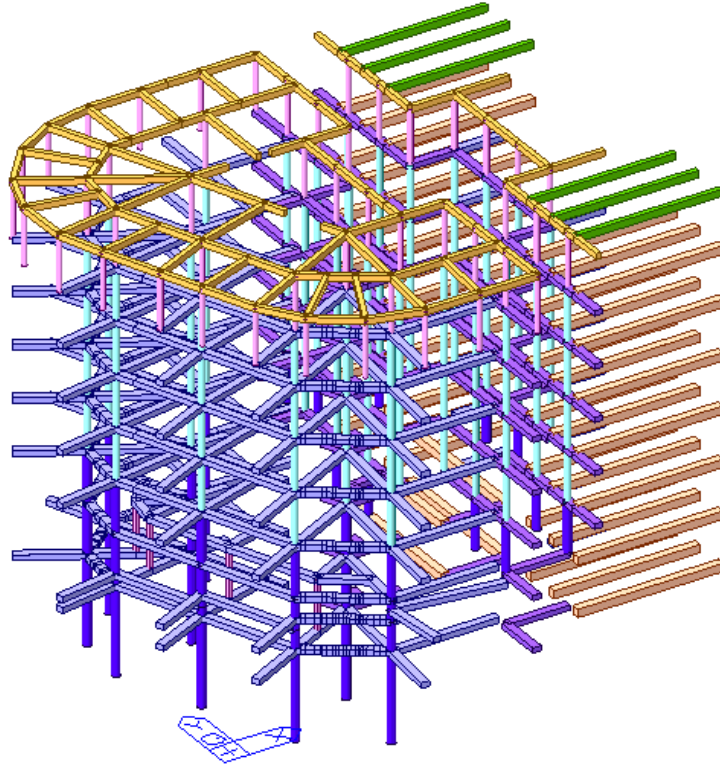


Figura 6.14 - Vista 3D del modello di calcolo per i setti in c.a. - vista dei soli telai interni

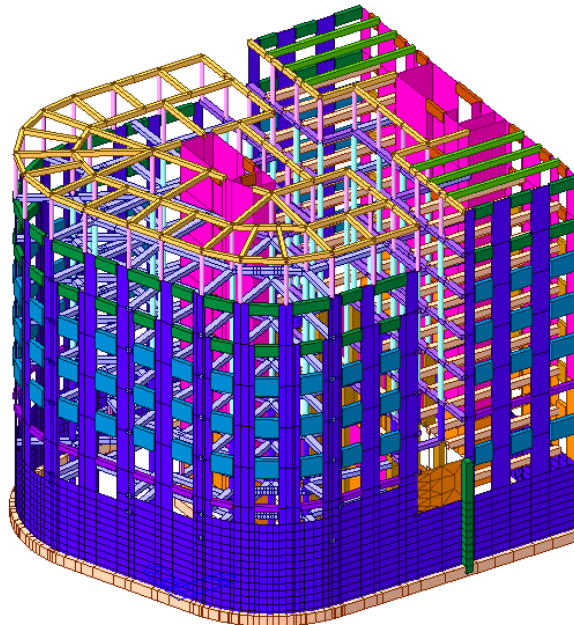


Figura 6.14 - Vista completa del modello di calcolo 3D per i setti in c.a.

Il secondo modello si ottiene dal primo semplicemente trasformando gli elementi wall in elementi finiti bidimensionali "plate" a 4 nodi. In pratica ciascun setto viene discretizzato in modo più fine passando da un singolo macroelemento finito ad una mesh composta da elementi finiti rettangolari di lato medio 40cm. Questa modellazione fa sì che il setto divenga più deformabile e localmente realizzi un incastro cedevole alla trave che più si avvicina alla condizione reale.

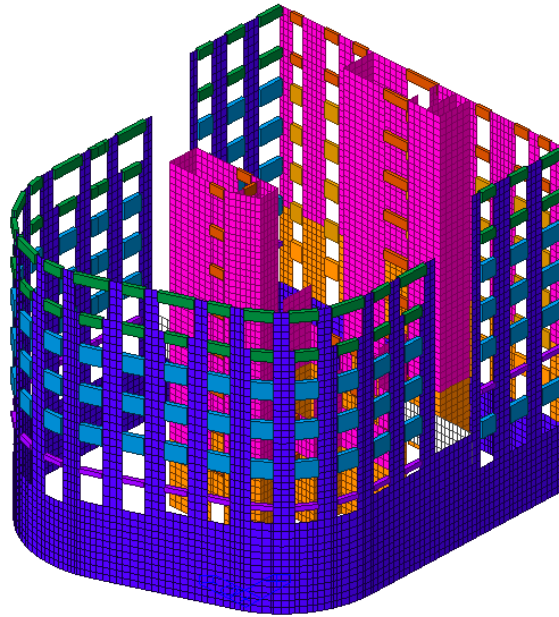


Figura 6.15 - Vista 3D del modello di calcolo per i telai -
vista delle pareti discretizzate con elementi plate e delle travi di collegamento

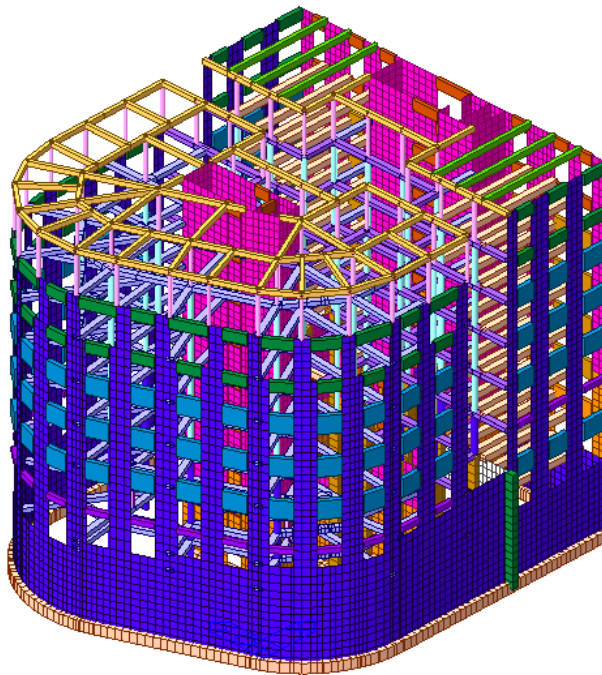


Figura 6.16 - Vista completa del modello di calcolo 3D per i telai

In aggiunta ai modelli di calcolo principali, finora descritti, si realizzano alcuni modelli che rappresentano la condizione di elementi strutturali particolari, come ad esempio setti aventi dimensioni tali da esser trattati e progettati come pilastri oppure le travi parete del piano seminterrato. La descrizione di tali modelli è rimandata ai capitoli successivi della presente relazione.

Tutti i modelli realizzati rappresentano in modo fedele le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. In merito alla rigidezza degli elementi si sottolinea che

il fenomeno della fessurazione nel calcestruzzo è stato preso in considerazione solo per travi e setti, mentre è stato trascurato per i pilastri. Tale scelta implica l'utilizzo di un modulo elastico dimezzato rispetto a quello istantaneo per travi e setti (che in genere sono piuttosto snelli e soggetti a parzializzazione della sezione) e dell'intero modulo istantaneo per i pilastri (grazie alla camicia d'acciaio esterna la fessurazione è pressoché scongiurata).

Nella definizione del modello gli elementi strutturali considerati “secondari” e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), essendo tali da non indurre modifiche significative al comportamento strutturale, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa trascurando il loro contributo di rigidezza e resistenza.

Gli orizzontamenti previsti per l'edificio sono tutti piani, ad eccezione della copertura del vano galleria da realizzarsi mediante profili in alluminio presso-piegati a formare una superficie voltata. Per i dettagli della copertura in alluminio si rimanda alla relativa relazione di calcolo.

Dato che la struttura a predalles dei solai è contraddistinta da due solette in c.a. di spessore 5cm, questi solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel piano e quindi tali da ripartire le azioni orizzontali in modo proporzionale alla rigidezza alla traslazione degli elementi resistenti verticali.

I modelli globali realizzati sono stati tutti incastrati alla base; l'analisi delle strutture di fondazione verrà trattata in un'apposita relazione.

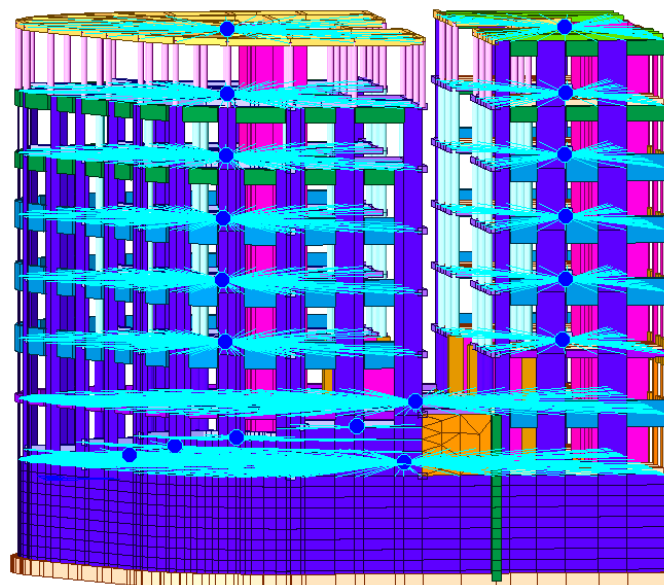


Figura 6.17 - Vista del modello di calcolo - individuazione dei piani rigidi

6.6.1 Analisi dinamica lineare (modale)

L'analisi sismica della struttura è stata condotta attraverso un'analisi dinamica lineare (modale) con spettro di risposta, applicando lo spettro di progetto relativo allo SLV come definito dalla normativa vigente e precedentemente descritto.

Numericamente lo svolgimento dell'analisi è stato affrontato col metodo dei vettori di Ritz: considerando i primi 15 modi propri di vibrare per ciascuna direzione (X, Y e Z), ovvero 45 modi totali, si eccita oltre il 98% della massa su ogni direzione. L'eccitazione della quasi totalità della massa avviene per entrambi i modelli globali realizzati.

Ciò che invece differisce rispetto ai due approcci è il risultato in termini di frequenze: il secondo modello, grazie ad una discretizzazione più fine risulta molto più deformabile e quindi caratterizzato da modi di vibrare con frequenze inferiori cui corrispondono periodi più alti. Dalla forma discendente dello spettro per periodi elevati si evince che l'azione sismica nel modello utilizzato per il progetto della parte semi-prefabbricata genera un taglio totale alla base inferiore. Analizzando con cura i risultati, si nota che la riduzione dell'azione orizzontale interessa sensibilmente i setti (che come detto risultano meno rigidi e assorbono meno carico), mentre è trascurabile o assente sui pilastri.

In virtù di queste considerazioni si ritiene opportuno procedere al dimensionamento e alla verifica dei setti in c.a. col modello a macroelementi, mentre trattare travi e pilastri REP con le sollecitazioni che derivano dal modello discretizzato a plate, procedendo così in favore di sicurezza.

Nella tabella sottostante si riporta la lista dei modi di vibrare desunti dalle due analisi con le relative frequenze e periodi propri. Inoltre per ciascun modo si indica la percentuale di massa modale attivata su ciascuna direzione.

- Modello 1 - "designWall"

<u>Mode</u> <u>N°</u>	<u>Frequency</u>		<u>Period</u> (sec)	<u>TRAN-X</u>		<u>TRAN-Y</u>		<u>TRAN-Z</u>	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	14.54	2.31	0.43	37.94	37.94	11.32	11.32	0.00	0.00
2	15.55	2.47	0.40	6.92	44.86	21.62	32.94	0.00	0.00
3	17.61	2.80	0.36	0.01	44.87	4.09	37.04	0.00	0.00
4	19.14	3.05	0.33	15.41	60.28	5.75	42.79	0.00	0.00
5	26.83	4.27	0.23	0.05	60.32	3.62	46.41	0.00	0.00
6	29.41	4.68	0.21	0.06	60.39	16.25	62.66	0.00	0.00
7	41.32	6.58	0.15	0.01	60.39	0.00	62.66	0.28	0.29
8	44.02	7.01	0.14	13.02	73.41	0.91	63.56	0.00	0.29

9	49.17	7.83	0.13	1.04	74.45	3.79	67.35	0.05	0.34
10	49.41	7.86	0.13	0.41	74.86	1.28	68.64	0.10	0.45
11	53.58	8.53	0.12	1.36	76.22	4.47	73.11	0.00	0.45
12	55.45	8.83	0.11	0.02	76.24	0.01	73.12	0.06	0.51
13	55.97	8.91	0.11	0.00	76.25	0.02	73.14	1.63	2.14
14	57.10	9.09	0.11	0.02	76.27	0.00	73.14	2.75	4.89
15	58.92	9.38	0.11	0.51	76.77	0.22	73.36	0.02	4.90
16	59.10	9.41	0.11	0.00	76.78	0.01	73.37	3.86	8.76
17	60.75	9.67	0.10	0.88	77.66	0.86	74.23	0.04	8.80
18	62.37	9.93	0.10	0.00	77.66	0.00	74.23	0.58	9.38
19	66.21	10.54	0.09	0.00	77.66	0.00	74.24	3.16	12.54
20	70.12	11.16	0.09	0.01	77.67	0.01	74.25	4.70	17.24
21	71.06	11.31	0.09	0.00	77.68	0.20	74.45	1.57	18.81
22	71.49	11.38	0.09	0.01	77.68	0.00	74.45	5.91	24.72
23	78.62	12.51	0.08	0.02	77.70	4.63	79.07	1.01	25.72
24	79.22	12.61	0.08	0.01	77.72	1.75	80.82	2.95	28.68
25	82.40	13.11	0.08	2.40	80.12	0.17	80.99	1.68	30.36
26	83.46	13.28	0.08	2.74	82.86	0.21	81.20	3.72	34.08
27	86.05	13.69	0.07	0.26	83.13	0.01	81.22	0.00	34.08
28	93.64	14.90	0.07	0.00	83.13	0.07	81.29	22.92	56.99
29	96.04	15.29	0.07	0.31	83.44	4.72	86.00	0.13	57.13
30	106.72	16.99	0.06	2.02	85.46	0.22	86.23	2.26	59.39
31	107.66	17.13	0.06	0.04	85.51	0.09	86.32	13.02	72.41
32	110.61	17.60	0.06	1.64	87.15	0.90	87.22	0.36	72.77
33	115.67	18.41	0.05	2.26	89.41	0.75	87.97	0.03	72.80
34	128.99	20.53	0.05	0.07	89.48	5.94	93.92	0.00	72.80
35	131.54	20.94	0.05	0.02	89.50	0.00	93.92	6.66	79.47
36	141.58	22.53	0.04	4.96	94.46	0.00	93.92	0.05	79.51
37	167.17	26.61	0.04	0.78	95.25	2.45	96.37	0.01	79.52
38	172.87	27.51	0.04	1.48	96.73	0.44	96.82	0.65	80.17
39	174.71	27.81	0.04	0.36	97.09	0.13	96.95	3.04	83.21
40	240.93	38.34	0.03	0.65	97.74	0.72	97.67	0.02	83.23
41	250.45	39.86	0.03	0.54	98.28	0.54	98.21	0.03	83.26
42	263.77	41.98	0.02	0.00	98.28	0.01	98.22	8.51	91.77
43	478.37	76.13	0.01	0.01	98.29	0.00	98.22	6.49	98.26
44	536.72	85.42	0.01	0.04	98.33	1.00	99.22	0.01	98.27
45	621.39	98.90	0.01	0.94	99.27	0.03	99.25	0.02	98.29

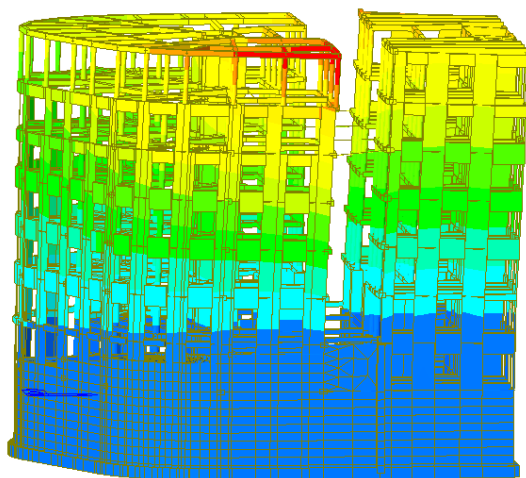
- Modello 2 - "designBeam"

<u>Mode</u> <u>No</u>	<u>Frequency</u>		<u>Perio</u> <u>d</u> (sec)	<u>TRAN-X</u>		<u>TRAN-Y</u>		<u>TRAN-Z</u>	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	7.0237	1.1179	0.8946	0.84	0.84	11.37	11.37	0.00	0.00
2	7.9521	1.2656	0.7901	38.76	39.60	0.06	11.42	0.00	0.00
3	8.5326	1.358	0.7364	0.81	40.42	0.21	11.63	0.00	0.00
4	8.8718	1.412	0.7082	1.69	42.10	36.62	48.25	0.00	0.00
5	9.645	1.5351	0.6514	0.43	42.54	0.01	48.27	0.00	0.00
6	9.8978	1.5753	0.6348	8.31	50.84	1.91	50.17	0.00	0.00
7	29.909	4.7602	0.2101	2.01	52.85	3.62	53.79	0.00	0.01
8	31.8973	5.0766	0.197	10.96	63.81	0.01	53.79	0.00	0.01
9	34.6957	5.522	0.1811	0.34	64.15	0.47	54.26	0.00	0.01
10	37.1532	5.9131	0.1691	1.12	65.27	10.44	64.70	0.00	0.01
11	43.4668	6.9179	0.1446	1.62	66.89	0.98	65.68	0.01	0.01
12	45.3192	7.2128	0.1386	3.32	70.20	3.05	68.72	0.01	0.02
13	47.3506	7.5361	0.1327	0.00	70.20	0.01	68.73	0.93	0.95
14	49.3117	7.8482	0.1274	0.00	70.21	0.00	68.73	0.15	1.10
15	54.5309	8.6789	0.1152	0.02	70.23	0.83	69.56	0.06	1.16
16	56.446	8.9837	0.1113	0.00	70.23	0.01	69.57	4.85	6.01
17	58.9166	9.3769	0.1066	0.01	70.24	0.00	69.57	0.04	6.05
18	59.1108	9.4078	0.1063	0.00	70.24	0.00	69.57	4.13	10.19
19	61.6633	9.814	0.1019	0.14	70.38	0.00	69.57	0.00	10.19
20	62.3281	9.9198	0.1008	0.08	70.46	0.00	69.57	0.01	10.20
21	63.572	10.1178	0.0988	0.04	70.51	0.01	69.58	3.08	13.28
22	64.3195	10.2368	0.0977	4.39	74.90	0.30	69.88	0.00	13.28
23	66.4269	10.5722	0.0946	0.25	75.15	0.09	69.97	4.11	17.39
24	67.9948	10.8217	0.0924	0.00	75.15	0.02	69.99	8.49	25.88
25	71.3074	11.3489	0.0881	0.03	75.17	0.00	69.99	6.03	31.91
26	72.0419	11.4658	0.0872	0.23	75.41	1.13	71.12	0.10	32.01
27	77.9178	12.401	0.0806	0.27	75.68	6.61	77.73	0.30	32.31
28	80.0834	12.7457	0.0785	0.30	75.98	1.63	79.36	1.23	33.55
29	86.0698	13.6984	0.073	5.28	81.26	0.04	79.40	0.44	33.99
30	88.0517	14.0139	0.0714	0.71	81.97	0.26	79.65	2.37	36.36
31	94.9465	15.1112	0.0662	0.75	82.72	1.34	80.99	2.12	38.48
32	97.382	15.4988	0.0645	0.00	82.72	4.13	85.12	0.08	38.57
33	101.1046	16.0913	0.0621	0.06	82.78	0.13	85.25	26.35	64.92
34	115.668	18.4091	0.0543	0.00	82.79	0.11	85.36	9.84	74.76
35	120.3939	19.1613	0.0522	6.96	89.74	0.25	85.61	0.00	74.76
36	121.7376	19.3751	0.0516	0.00	89.74	5.16	90.76	0.19	74.95
37	149.6085	23.8109	0.042	0.69	90.43	2.69	93.45	0.96	75.91
38	154.2726	24.5532	0.0407	2.06	92.49	0.01	93.46	3.18	79.09
39	155.2555	24.7097	0.0405	2.50	94.99	1.16	94.62	1.48	80.57

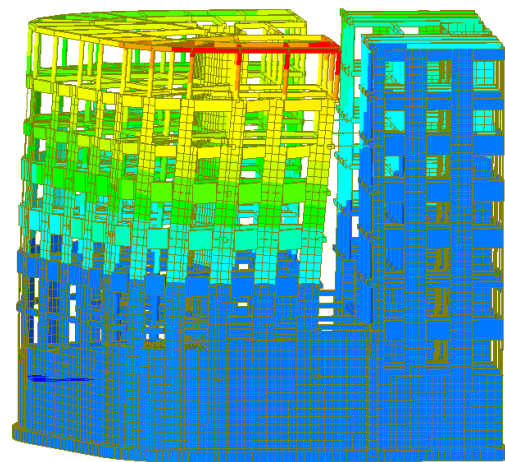
40	216.856	34.5137	0.029	0.61	95.60	1.36	95.98	0.07	80.64
41	218.4748	34.7713	0.0288	1.48	97.08	0.54	96.52	0.09	80.73
42	246.98	39.3081	0.0254	0.00	97.09	0.04	96.56	7.79	88.52
43	445.2402	70.8622	0.0141	0.00	97.09	0.07	96.63	8.08	96.60
44	486.5191	77.4319	0.0129	0.00	97.09	2.04	98.67	0.24	96.84
45	541.6067	86.1994	0.0116	1.75	98.84	0.00	98.67	0.00	96.84

Si mettono ora a confronto le principali deformate modali dell'edificio, ottenute dai due modelli:

Modo più significativo in direzione X

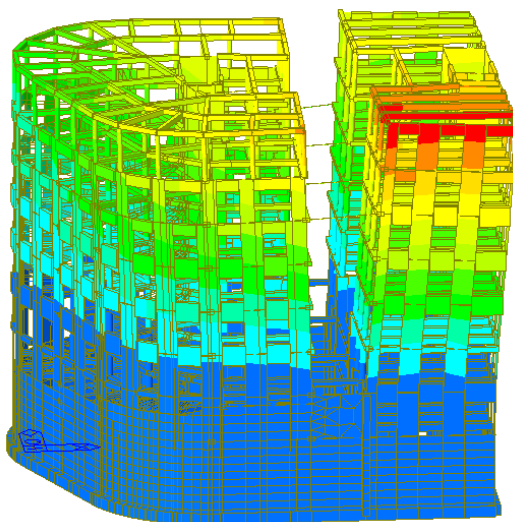


Modo n°1 - modello 1 (T=0.432sec)

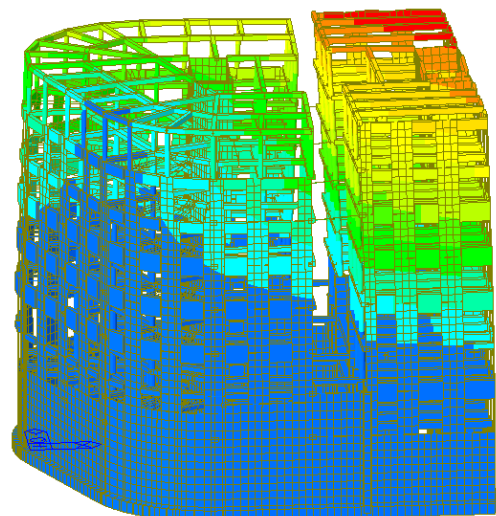


Modo n°2 - modello 2 (T=0.812sec)

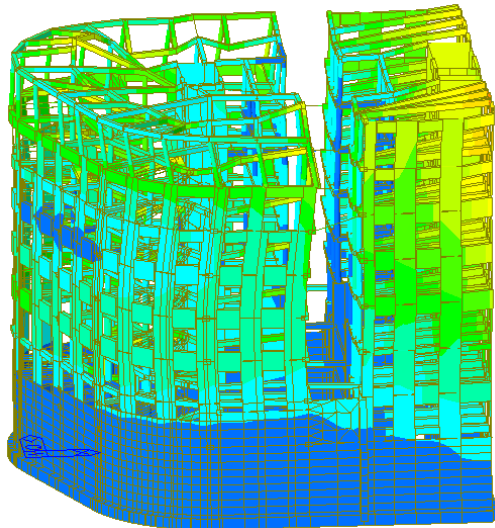
Modo più significativo in direzione Y



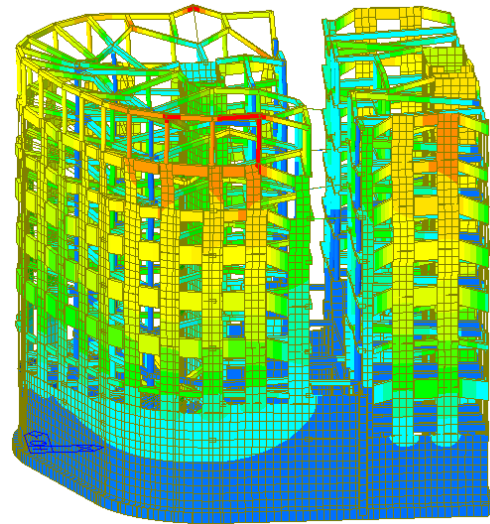
Modo n°2 - modello 1 (T=0.405sec)



Modo n°5 - modello 2 (T=0.652sec)



Modo n°30 - modello 1 (T=0.067sec)



Modo n°34 - modello 2 (T=0.060sec)

La combinazione dei modi, al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, è stata effettuata adottando una combinazione di tipo CQC.

6.6.2 Affidabilità del codice di calcolo utilizzato

MIDAS/Gen è predisposto per ottemperare alle NTC08 e alla successiva circolare del febbraio 2009, inclusi la gerarchia delle resistenze, le verifiche degli elementi strutturali e non secondo l'NTC08 e i controlli su centri di rigidezza, massa, drift di piano, edifici a nucleo, etc.

Il software è localizzato con l'implementazione delle verifiche secondo gli Eurocodici, Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio, inclusa l'analisi delle fessurazioni. La completezza degli Eurocodici è da noi ritenuta indispensabile: consideriamo gli Eurocodici come la vera evoluzione normativa nel medio termine in Italia. La verifica con Eurocodici prevede gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio secondo EC2 (Calcestruzzo armato), EC3 (Acciaio), i requisiti per l'analisi sismica secondo EC8, i carichi secondo EC1 (azioni esterne, vento, etc.), incluse le NTC2008. Sono ovviamente presenti le principali normative straniere ACI, BS, etc.

MIDAS è una software house con base a Seoul: nella tradizione delle moderne aziende dell'estremo oriente da sempre opera secondo certificazione Qualità ISO 9001, aggiungendo a questo severi test e procedure (regression test) per la continua ricerca di bug ed errori eventuali. Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza

delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche o con analisi fatte con altri softwares.

6.6.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Con l'obiettivo di accertare l'attendibilità dei risultati ottenuti mediante il modello di calcolo e per valutare la correttezza numerica delle analisi condotte sono stati eseguiti dei controlli confrontando quanto ottenuto dalle analisi sul modello globale con quanto determinato mediante calcoli tradizionali approssimati.

In prima battuta si effettua un controllo statico dello sforzo assiale agente alla base di un pilastro del piano interrato. Sul pilastro, alto circa 30 metri, scaricano 8 livelli di solaio (copertura, portico, 3 livelli di civile abitazione, 1.5 livelli ufficio, locale commerciale).

Dato che l'area d'influenza è pari a $26.6 m^2$ i carichi verticali che vi agiscono sono:

Peso proprio	146 kN
Travi portate	312 kN
G1	798 kN
G2	558 kN
Q	504 kN

Applicando i coefficienti di sicurezza e di contemporaneità sulle azioni e prendendo come carico variabile principale quello di civile abitazione si ottiene un'azione assiale di compressione pari a $2960 kN$.

Per la medesima combinazione SLU dei carichi, il modello di calcolo restituisce uno sforzo assiale $N_{Sd} = 2847 kN$, con un errore percentuale del 4% ritenuto trascurabile.

Si effettua anche l'analisi statica lineare in ambito sismico con l'obiettivo di confrontare il taglio alla base ottenuto dal modello con quello ricavato dal calcolo manuale.

La massa sismica in gioco viene conteggiata dal software come somma delle reazioni vincolari verticali in combinazione sismica e risulta $90687 kN$. Questa viene sottoposta all'accelerazione relativa al periodo fondamentale, calcolato secondo la seguente formula:

$$T = c_1 \cdot H^{0.75}$$

Dato che l'intera struttura è alta circa 30m si ottiene un periodo $T = 0.63 sec$, cui corrisponde un'accelerazione spettrale di $S_d(T_1)=0.16g$.

Il calcolo del taglio alla base viene svolto in accordo con quanto suggerito nella normativa vigente (DM 14/1/2008) in merito all'analisi statica lineare:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove λ nel caso in esame è stato assunto pari a 0.85 e g è l'accelerazione di gravità.

Pertanto si ottiene:

$$F_h = 0.16g \cdot 90687 \text{ kN} \cdot \frac{0.85}{g} = 12333 \text{ kN}$$

Il valore di F_h ricavato deve essere confrontato con la sommatoria delle reazioni vincolari del modello in direzione X. La combinazione sismica di riferimento restituisce $\Sigma F_x = 6435 \text{ kN}$.

L'errore che si compie è molto significativo, ma la presenza di notevoli reazioni vincolari anche in direzione ortogonale ($\Sigma F_y = 3569 \text{ kN}$) suggerisce la presenza di fenomeni torsionali, ad esempio legati alle eccentricità accidentali che solo il software è in grado di conteggiare, che sporcano il risultato.

Imputando al limite dell'analisi statica lineare l'errore ottenuto, e l'aver comunque colto l'ordine di grandezza delle forze in gioco, fa sì che si considerino soddisfacenti i risultati poiché colgono i principali aspetti del fenomeno; il modello risulta pertanto validato dai suddetti controlli.

7. CASO DI STUDIO: PROGETTO E VERIFICA STATICA E SISMICA

7.1 Calcolo travi

Per il dimensionamento e le verifiche delle travi REP si procede suddividendo tutte le travi in 10 tipologie a seconda della loro geometria e del loro posizionamento in pianta e in altezza all'interno dell'edificio. In particolare si individuano i seguenti raggruppamenti:

1. Trave REP lunga ($l = 8.8\text{m}$) del piano terra cui è richiesta una REI90;
2. Trave REP su più appoggi ($l_{\text{media}} = 2.8\text{m}$) del piano terra cui è richiesta una REI90;
3. Trave REP di luce intermedia ($l = 6.2\text{m}$) del piano terra cui è richiesta una REI90;
4. Trave REP con funzione sismica ($l_{\text{media}} = 5\text{m}$) del piano terra cui è richiesta una REI90;
5. Trave REP lunga ($l = 8.8\text{m}$) dei livelli superiori al 1°, copertura esclusa, cui è richiesta una REI60;
6. Trave REP su più appoggi ($l_{\text{media}} = 2.8\text{m}$) dei livelli superiori al 1°, copertura esclusa, cui è richiesta una REI60;
7. Trave REP di luce intermedia ($l = 6.2\text{m}$) dei livelli superiori al 1°, copertura esclusa, cui è richiesta una REI60;
8. Trave REP con funzione sismica ($l_{\text{media}} = 5\text{m}$) dei livelli superiori al 1°, copertura esclusa, cui è richiesta una REI60;
9. Trave REP lunga ($l = 8.8\text{m}$) della copertura, cui è richiesta una REI60;
10. Trave REP di luce intermedia ($l = 6.2\text{m}$) della copertura, cui è richiesta una REI60.

Nell'elaborato la scelta progettuale è ricaduta su travi REP con fondello in calcestruzzo per le tipologie 1,2,3,4 questo principalmente per soddisfare una REI90, mentre per le tipologie da 5 a 10 si è optato per delle travi REP con il traliccio saldato ad una piastra in acciaio inferiore.

Nelle tabelle successive sono rappresentate le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi, separando i dati relativi dell'acciaio strutturale S355 dal calcestruzzo.

TRAVE	b [cm]	h [cm]
1	50	40
2	50	30
3	50	30
4	50	30
5	50	35
6	50	30
7	50	30
8	50	30
9	50	30
10	50	30

Tabella 7.1 Tipologia e dimensioni travi

Dati relativi al traliccio di acciaio S355:

TRAVE	n° barre +	Φ_+ [mm]	A_{s+} [cm ²]	Sp. lamina Basic[mm]	Area _{piastra} [cm ²]	d_+ [cm]
1	6	26	31,9	/	0,0	35,5
2	4	16	8,0	/	0,0	25,5
3	6	22	22,8	/	0,0	25,5
4	4	22	15,2	/	0,0	25,5
5	3	30	46,2	5	25,0	35
6	3	30	46,2	5	25,0	30
7	3	30	46,2	5	25,0	30
8	3	22	36,4	5	25,0	30
9	2	22	32,6	5	25,0	30
10	2	26	35,6	5	25,0	30

Tabella 7.2 Dati geometrici relativi al corrente inferiore

n° barre + : numero barre di acciaio S355 all'intradosso

Φ_+ : diametro barre acciaio S355 all'intradosso

A_{s+} : area barre acciaio S355 all'intradosso

Sp. lamina Basic : spessore della piastra di acciaio S355 all'intradosso

Area_{piastra} : area della piastra di acciaio S355

d_+ : altezza utile per momenti positivi

TRAVE	n° barre -	Φ . [mm]	A_{s-} [cm ²]	d. [cm]
1	4	30	28,3	37
2	3	20	9,4	27
3	4	26	21,2	27
4	3	26	15,9	27
5	3	30	21,2	32
6	3	30	21,2	27
7	4	26	21,2	27
8	3	26	15,9	27
9	3	22	11,4	27
10	3	30	21,2	27

Tabella 7.3 Dati geometrici relativi al corrente superiore

n° barre - : numero barre di acciaio S355 all'estradosso

Φ . : diametro barre acciaio S355 all' estradosso

A_{s-} : area barre acciaio S355 all' estradosso

d.: altezza utile per momenti negativi

TRAVE	n° el. d'anima	α [°]	Φ el. anima . [mm]	A_t [cm ²]
1	3	50	22	3,80
2	2	50	20	3,14
3	3	50	20	3,14
4	2	50	20	3,14
5	2	50	22	3,80
6	3	50	26	5,31
7	3	50	20	3,14
8	2	50	22	3,80
9	2	50	20	3,14
10	2	50	22	3,80

Tabella 7.4 Dati geometrici relativi elementi d'anima

n° el. d'anima : numero di elementi resistenti a taglio

α : inclinazione degli elementi d'anima

Φ el. Anima : diametro degli elementi d'anima

A_t : area elementi d'anima

Calcolo dei momenti d'inerzia:

TRAVE	A_c [cm ²]	A_{ci} [cm ²]	S_{ci} [cm ³]	$y_{G,ci}$ [cm]	J_c [cm ⁴]	J_{ci} [cm ⁴]	$J_{solo,s}$ [cm ⁴]
1	2000,0	2802,4	56221,8	20,06	266666,7	519824,6	17377,6
2	1500,0	1733,1	25613,8	14,78	112500,0	152303,8	2515,3
3	1500,0	2087,7	31110,8	14,90	112500,0	209612,4	6342,5
4	1500,0	1915,4	28311,4	14,78	112500,0	182245,4	4483,2
5	1750,0	2649,5	53053,1	20,02	178645,8	430383,9	17257,3
6	1500,0	2399,5	41845,4	17,44	112500,0	295831,4	12285,7
7	1500,0	2399,9	41846,6	17,44	112500,0	295973,0	12291,5
8	1500,0	2198,3	37710,4	17,15	112500,0	255198,4	9537,5
9	1500,0	2087,2	36007,6	17,25	112500,0	228491,4	8020,2
10	1500,0	2258,2	37607,3	16,65	112500,0	275637,6	10356,2

Tabella 7.5 Valori inerziali delle sezioni

A_c : area del calcestruzzo

$$A_c = b \cdot h$$

A_{ci} : area del calcestruzzo della sezione omogeneizzata

$$A_{ci} = A_c + n \cdot (A_{s+} + A_{s-})$$

n è il coefficiente di omogeneizzazione pari a $n = \frac{E_s}{E_c}$

S_{ci} : momento statico della sezione omogeneizzata

$$S_{ci} = A_c \cdot \frac{h}{2} + n \cdot (A_{s+} \cdot d_+ + A_{s-} \cdot c_{sup})$$

c_{sup} è il copri ferro superiore pari a 3 cm

$y_{G,ci}$: posizione baricentro in direzione y

$$y_{G,ci} = \frac{S_{ci}}{A_{ci}}$$

J_c : momento d'inerzia della sezione

$$J_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

J_{ci} : momento d'inerzia calcestruzzo della sezione omogeneizzata

$$J_{ci} = J_c + n \cdot [A_{s+} \cdot (d_+ - y_{G,ci})^2 + A_{s-} \cdot (y_{G,ci}^2)]$$

$J_{solo,s}$: momento d'inerzia solo dell'acciaio strutturale

$$J_{solo,s} = \left(\frac{h - 2 \cdot c_{sup}}{2} \right)^2 \cdot (A_{s+} + A_{s-})$$

A questo punto si descrivono i risultati delle analisi strutturali in condizioni statiche e sismiche dei telai svolte con MIDAS;

Per i telai a struttura mista REP i carichi verticali permanenti si distinguono in quelli di prima fase e di seconda fase, a seconda che essi siano sopportati dal traliccio REP autoportante o dalla struttura mista completa, ad avvenuta maturazione del getto integrativo di calcestruzzo. Infatti con l'indurimento del getto integrativo di calcestruzzo cambia anche lo schema statico delle travi da quello di semplice appoggio a quello di telaio vero e proprio. Per quanto riguarda le azioni sismiche anche in questo caso le azioni agiscono sul telaio completo, ovvero nella seconda fase di vita della struttura, quando il calcestruzzo del getto di completamento collabora a formare la struttura mista. Le sollecitazioni finali che agiscono sulle travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo differiscono da quelle di un telaio in c.a. normale per quanto riguarda i momenti flettenti mentre per gli sforzi di taglio, anche se per loro cambiano gli schemi statici, e gli sforzi normali tali valori di sollecitazioni rimangono praticamente inalterati. Nelle seguenti immagini si riportano cinque immagini differenti che rappresentano rispettivamente:

1°- Involuppo dei diagrammi dei momenti massimi positivi ottenuti dalle condizioni di carico statiche più sismiche. Tali valori dei momenti sollecitanti sono utilizzati per la verifica a momento positivo in II fase.

2°- Involuppo dei diagrammi dei momenti massimi negativi ottenuti dalle condizioni di carico statiche più sismiche. Tali valori dei momenti sollecitanti sono utilizzati per la verifica a momento negativo in II fase.

3°- Involuppo dei diagrammi dei momenti ottenuti dalle condizioni di carico statiche con la combinazione SLU. Tali valori dei momenti sollecitanti sono utilizzati per la determinazioni delle sollecitazioni in condizioni rare.

4°- Involuppo dei diagrammi dei tagli ottenuti dalle condizioni di carico statiche più sismiche. Tali valori dei tagli sollecitanti sono utilizzati per il calcolo del taglio totale (I+II fase).

5°- Involuppo dei diagrammi dei tagli ottenuti considerando la gerarchia delle resistenze. Tali valori dei tagli sollecitanti sono utilizzati per il calcolo del taglio totale

1 - P.T. Trave lunga intera

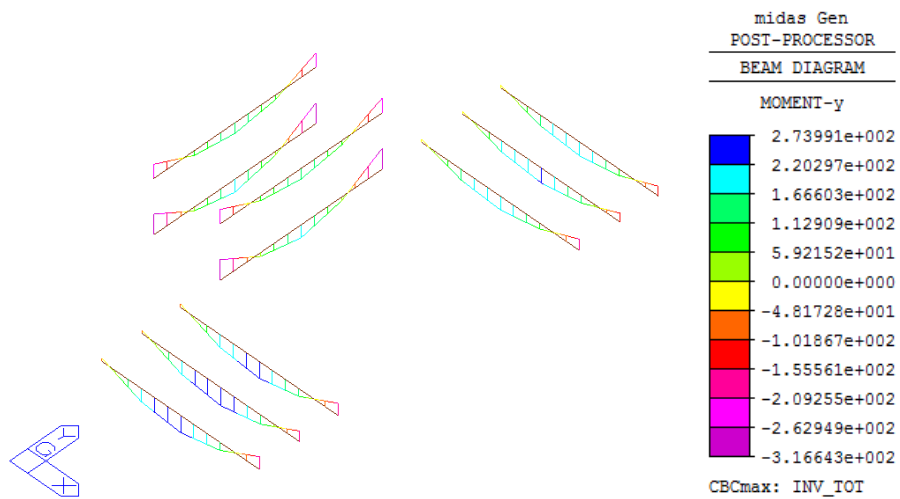


Figura 7.1 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°1 – kNm

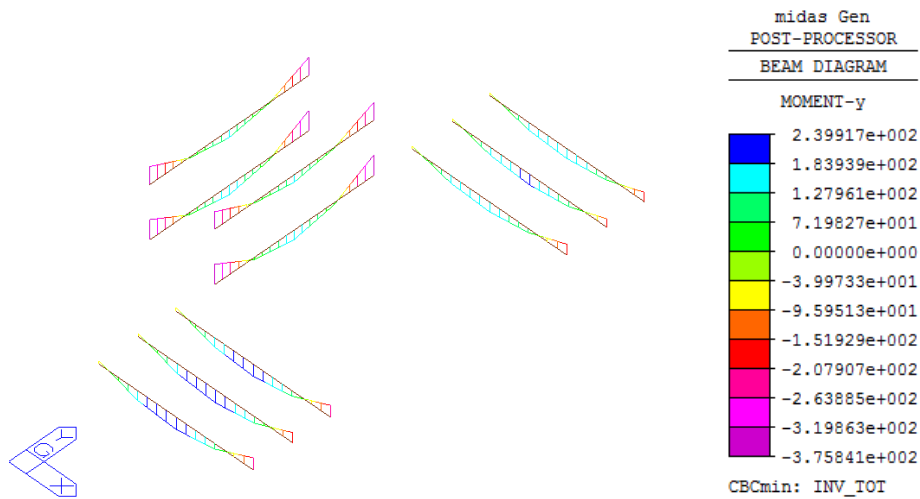


Figura 7.2 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°1 - kNm

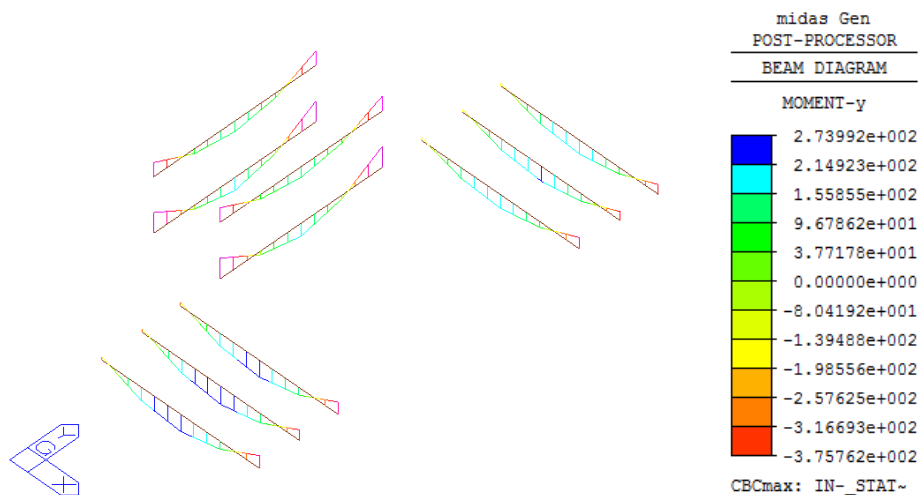


Figura7.3 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°1 - kNm

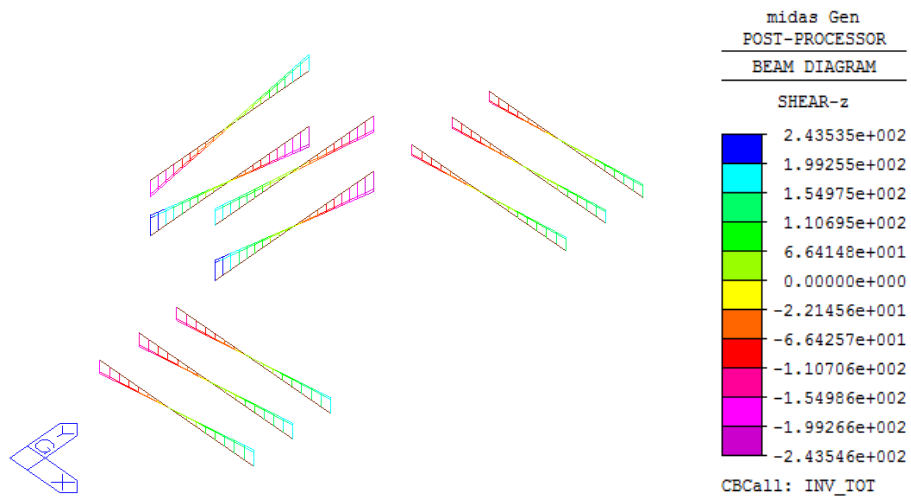


Figura 7.4 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°1 – kN

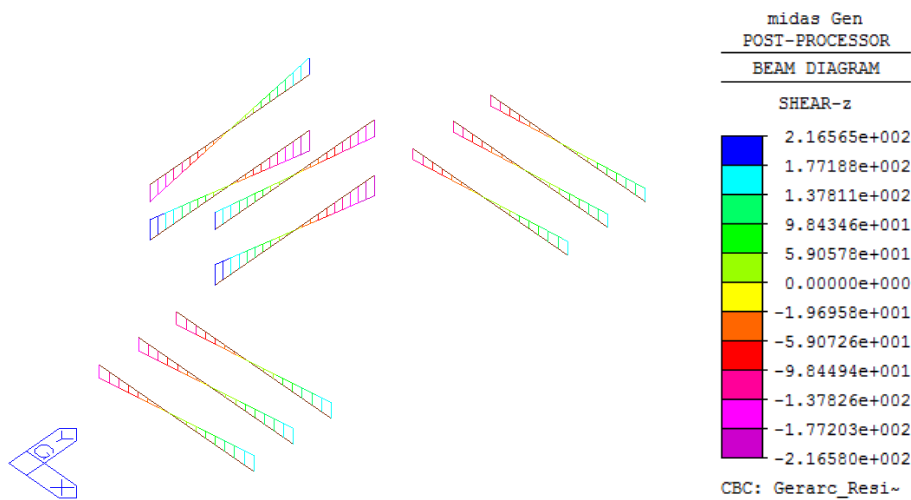


Figura 7.5 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°1 – kN

2 - P.T. Trave su più appoggi

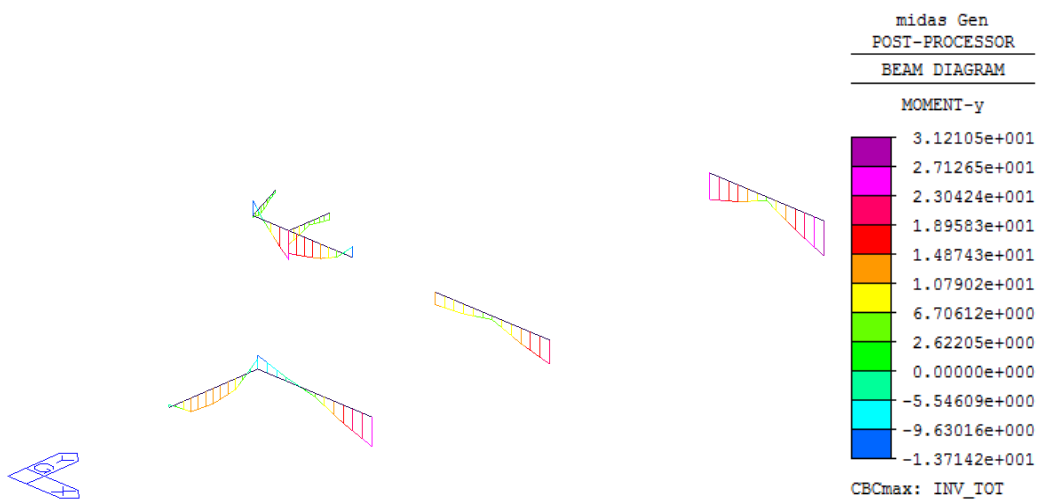


Figura 7.6 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°2 – kNm

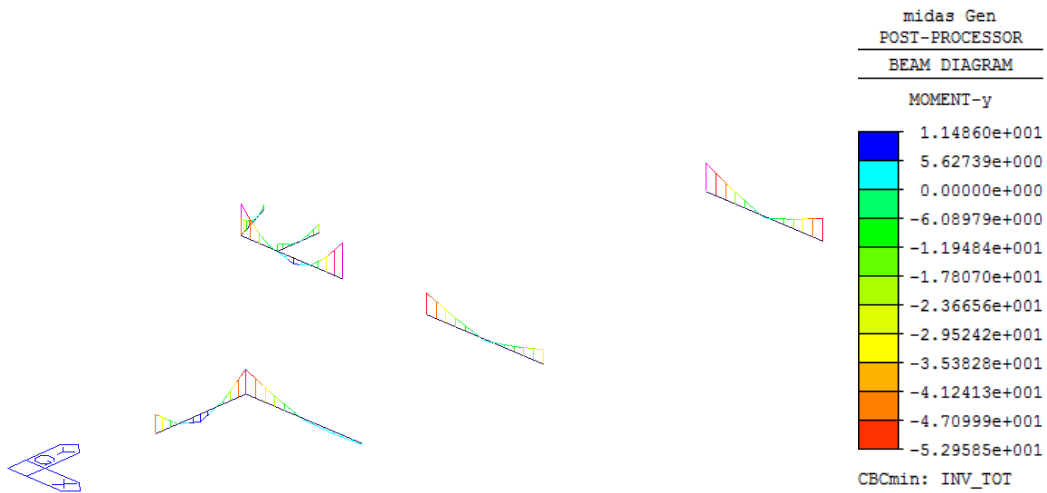


Figura 7.7 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°2 - kNm

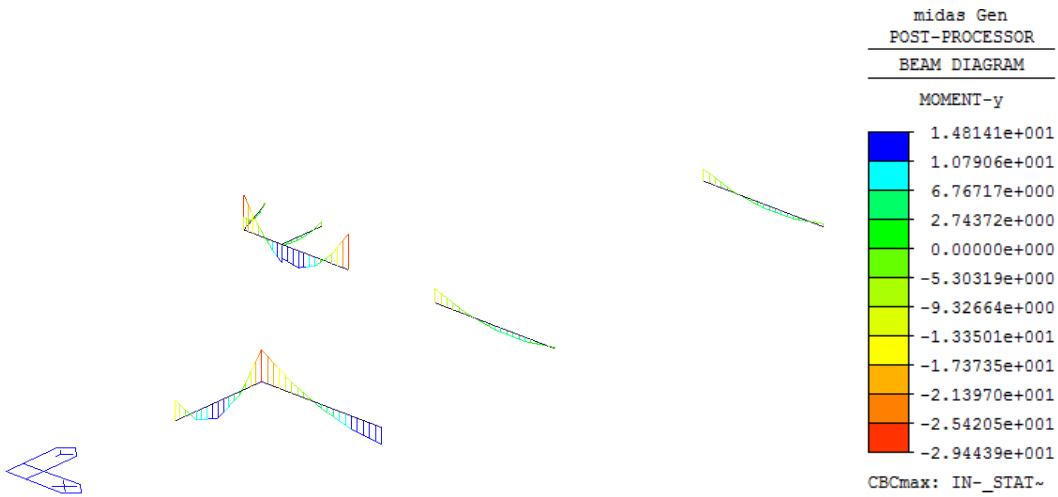


Figura 7.8 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°2 – kNm

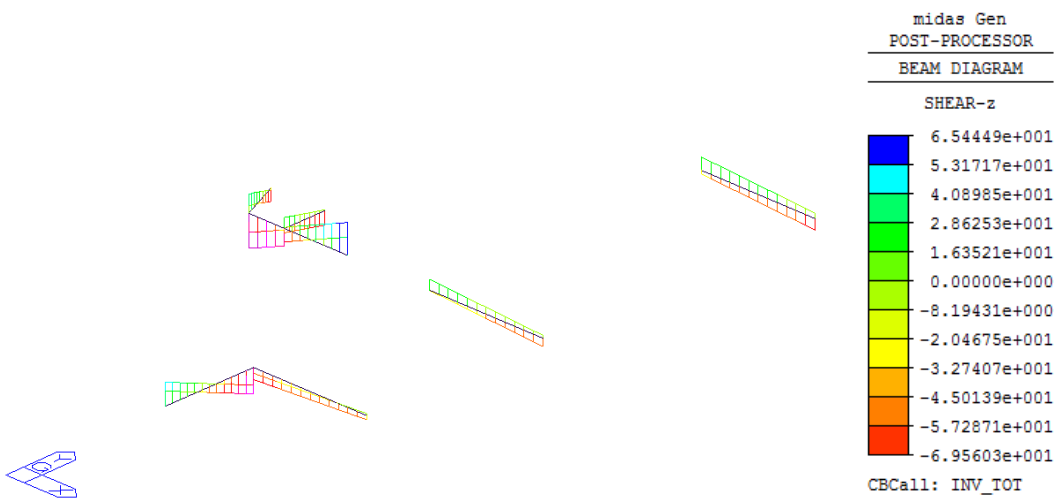


Figura 7.9 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°2 – kN

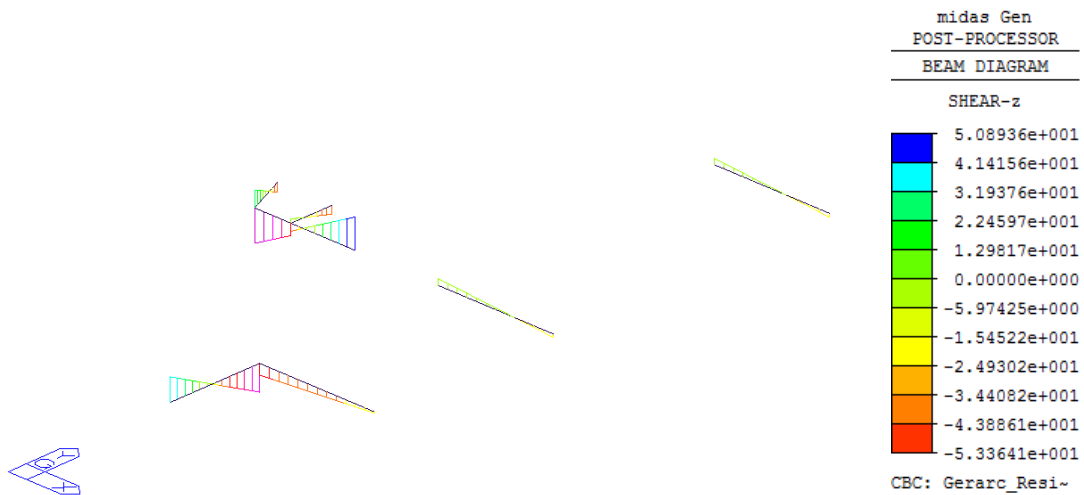


Figura 7.10 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°2 – kN

3 - P.T. Trave normale

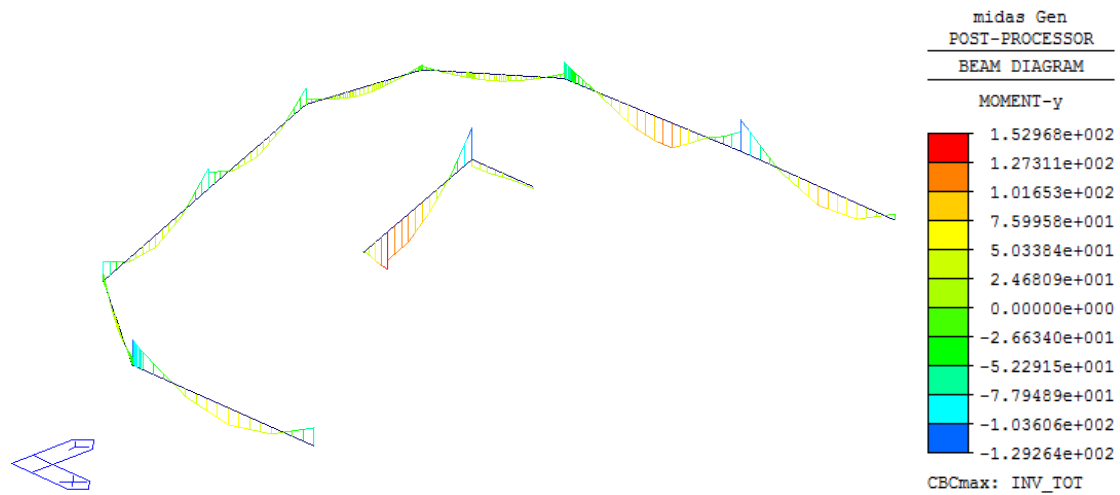


Figura 7.11 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°3 – kNm

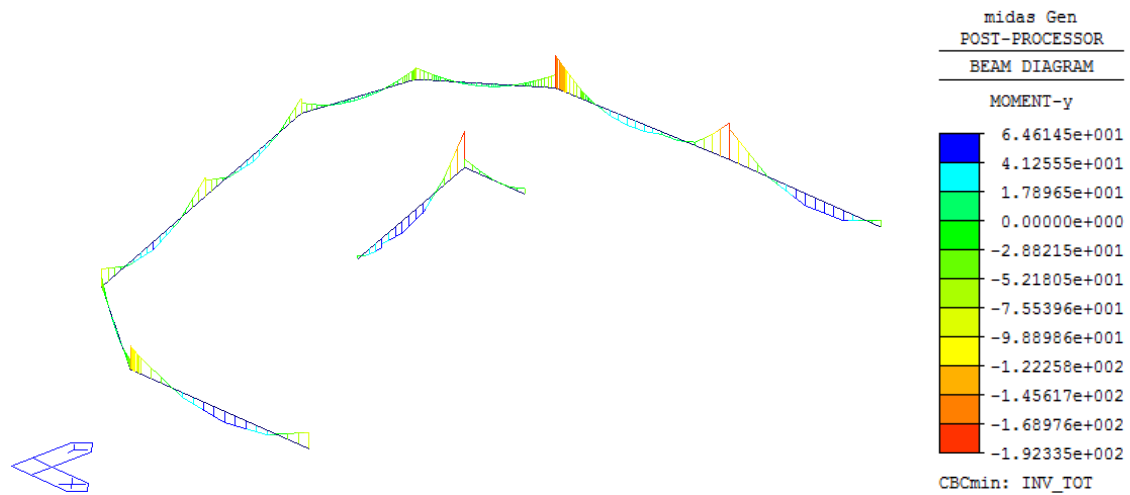


Figura 7.12 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°3 – kNm

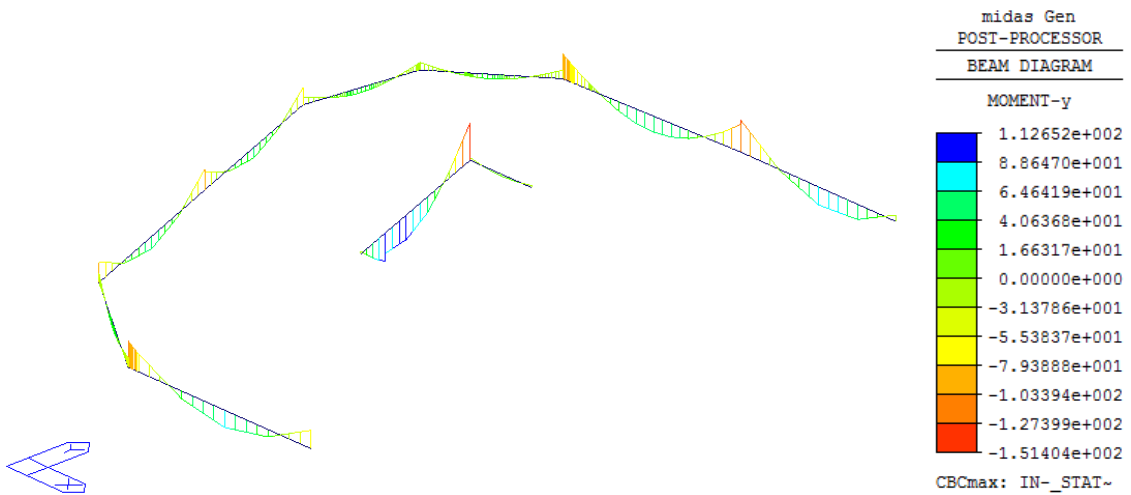


Figura 7.13 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°3 – kNm

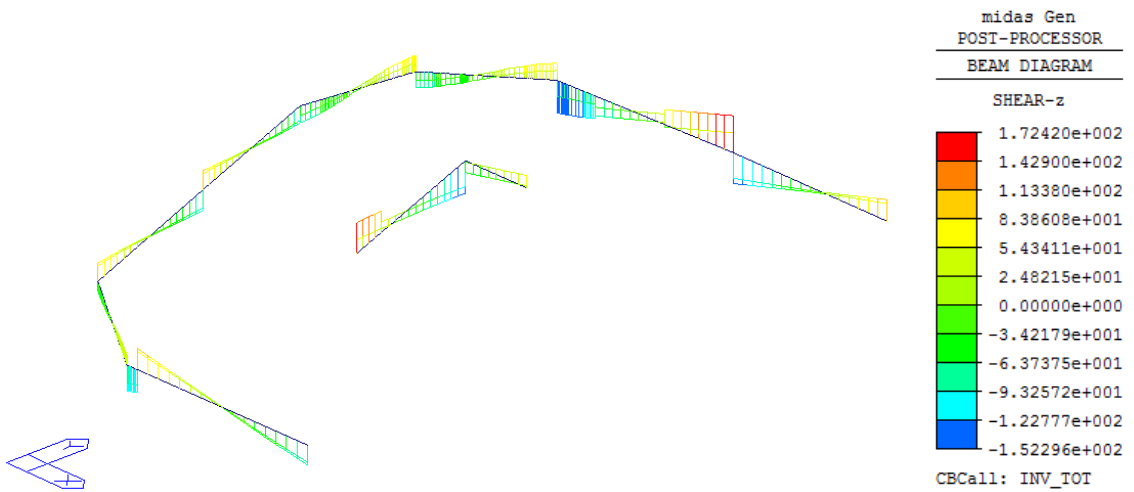


Figura 7.14 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°3 – kN

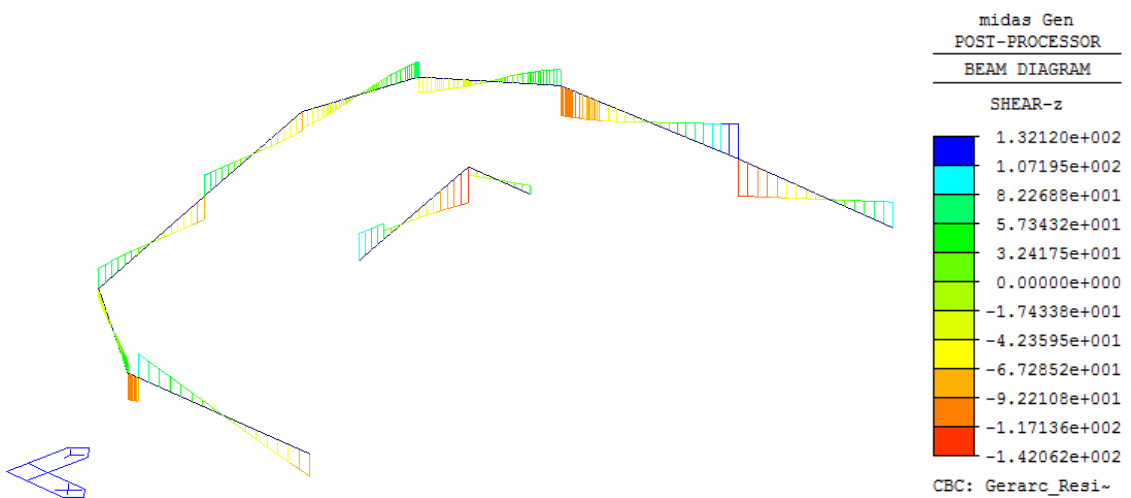


Figura 7.15 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°3 – kN

4 - P.T. Trave sismica

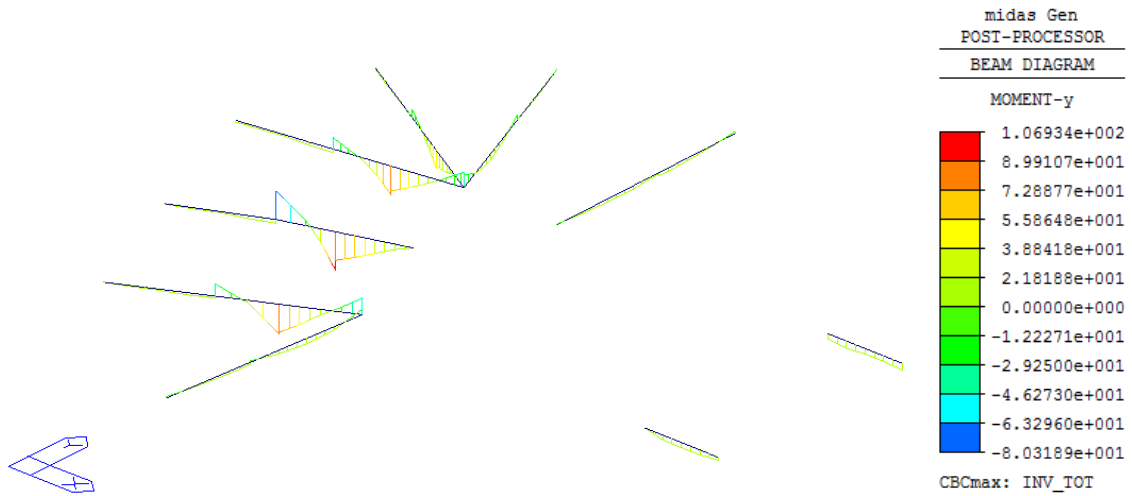


Figura 7.16 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°4 – kNm

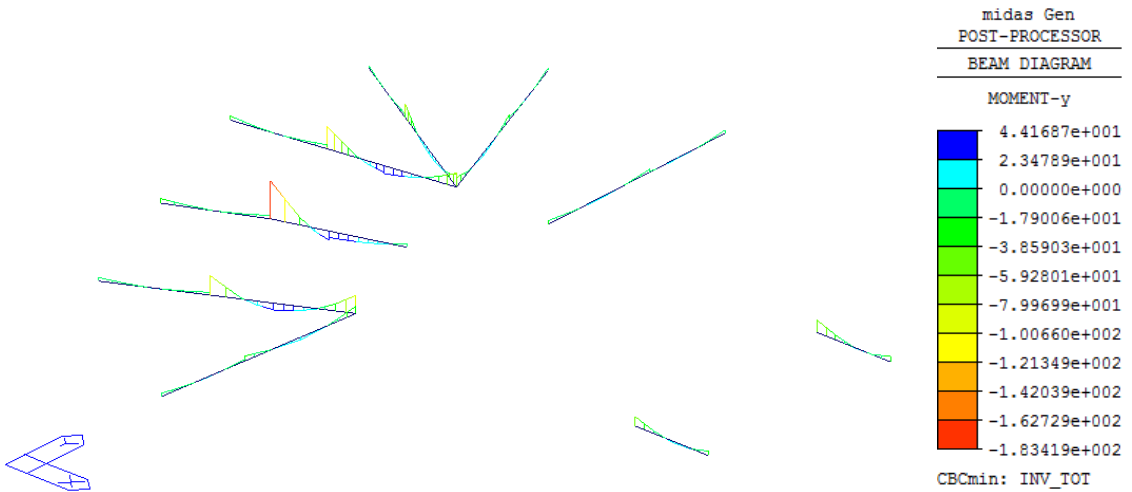


Figura 7.17 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°4 – kNm

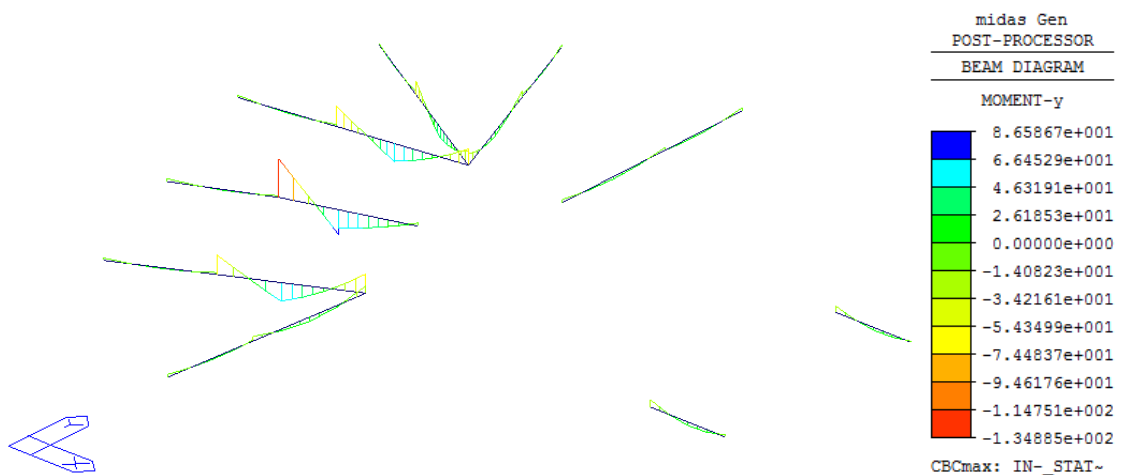


Figura 7.18 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°4 – kNm

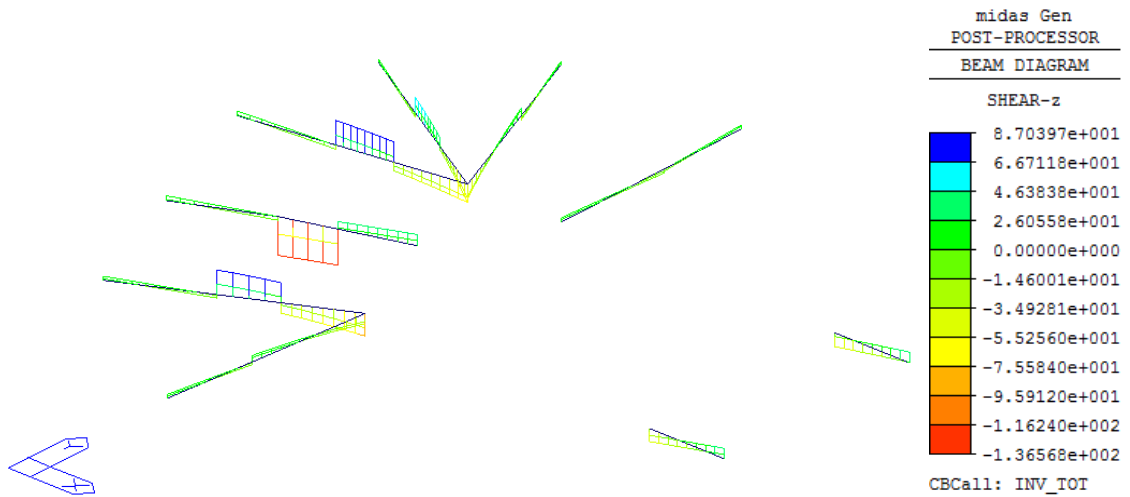


Figura 7.19 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°4 – kN

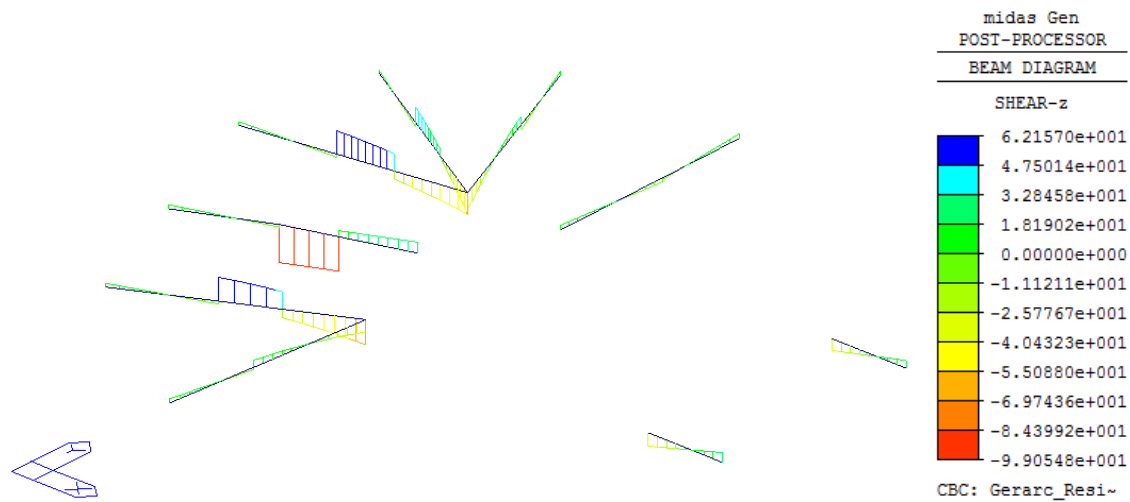


Figura 7.20 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°4 – kN

5 - Trave lunga intera

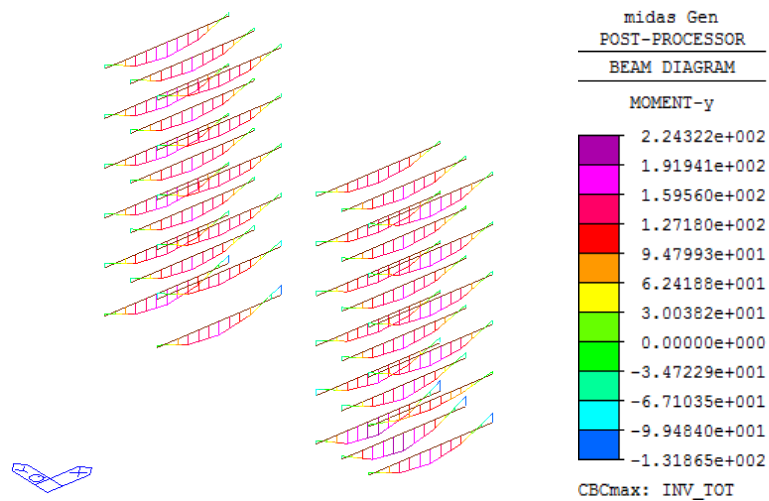


Figura 7.21 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°5 – kNm

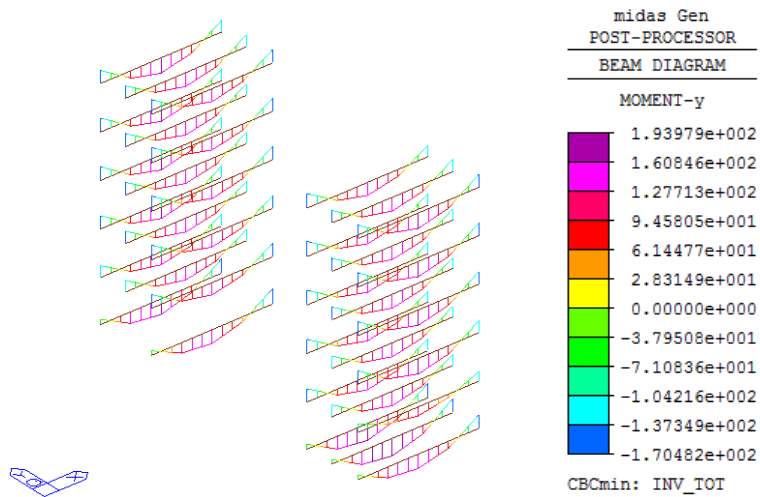


Figura 7.22 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°5 – kNm

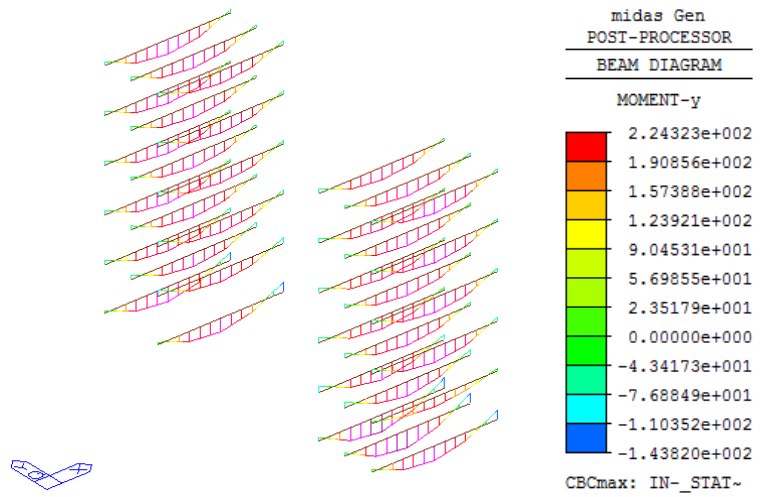


Figura 7.23 -Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°5 – kNm

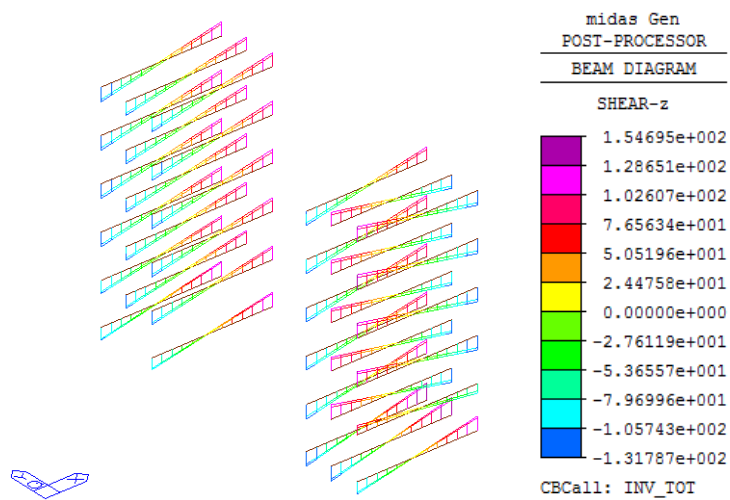


Figura 7.24 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°5 – kN

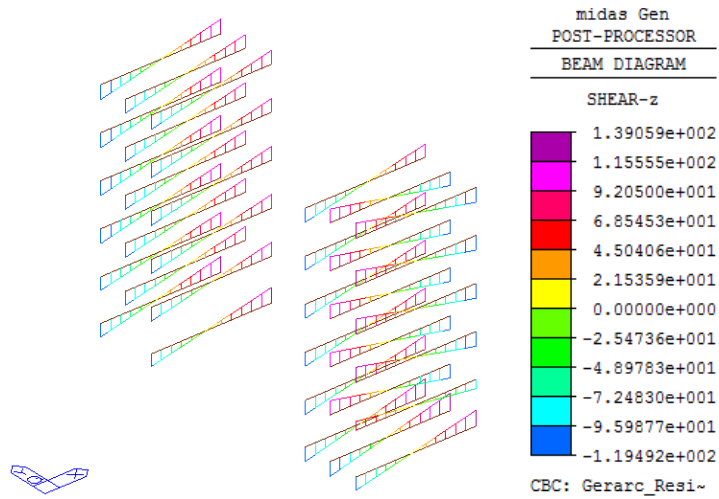


Figura 7.25 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°5 – kN

6 - Trave su più appoggi

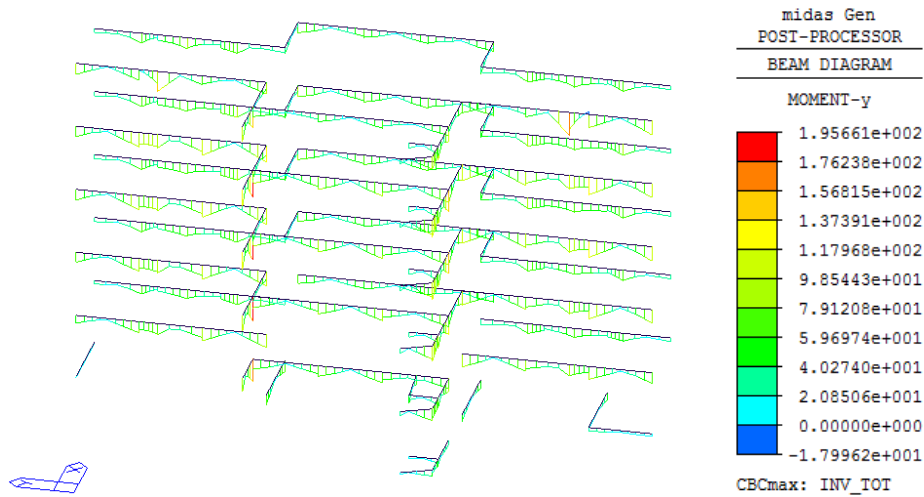


Figura 7.26 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°6 – kNm

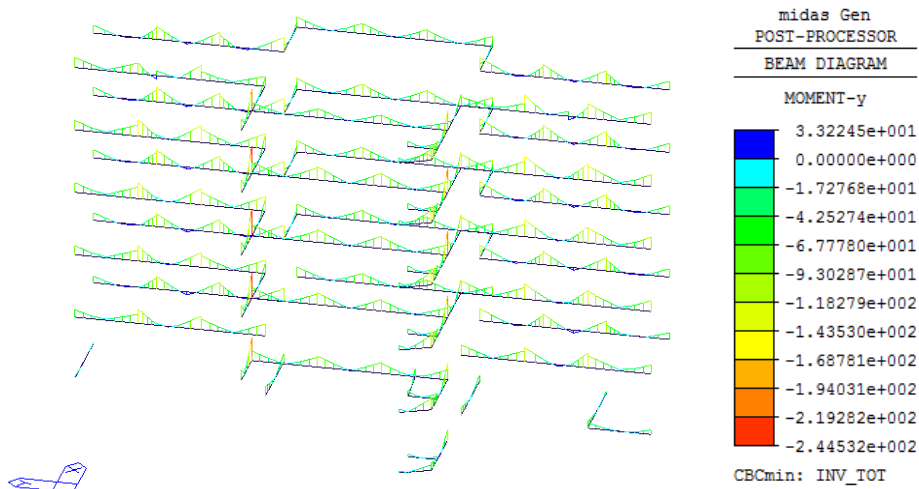


Figura 7.27 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°6 – kNm

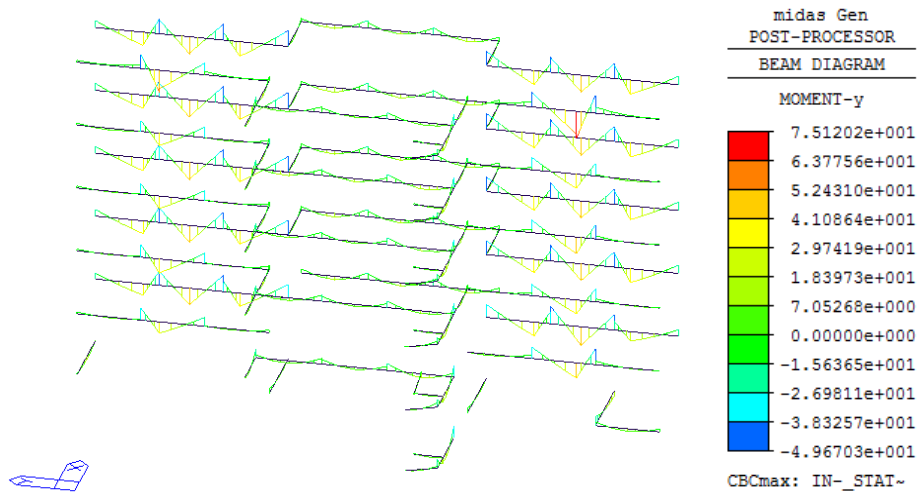


Figura 7.28 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°6 – kNm

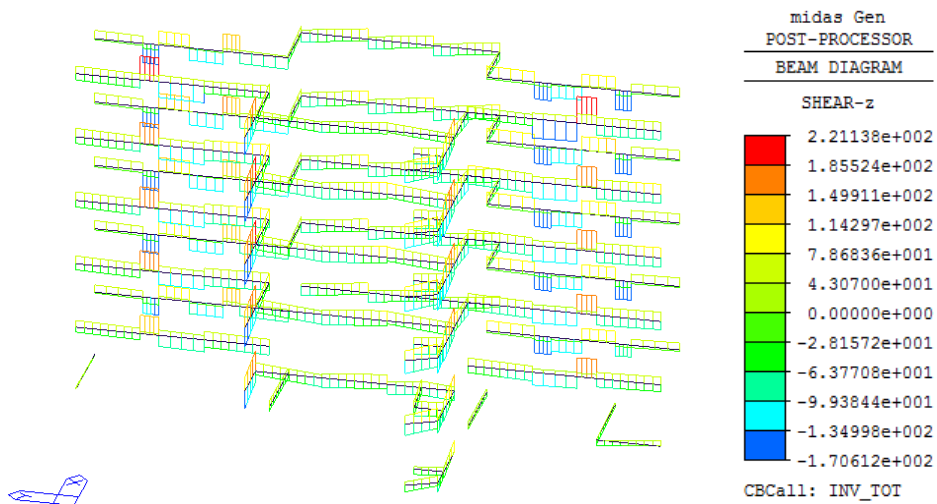


Figura 7.29 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°6 – kN

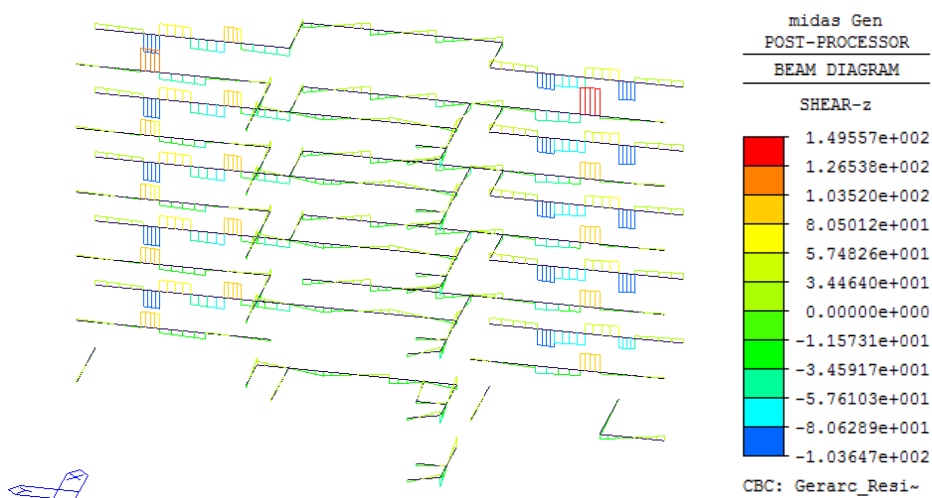


Figura 7.30 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°6 – kN

7 - Trave normale

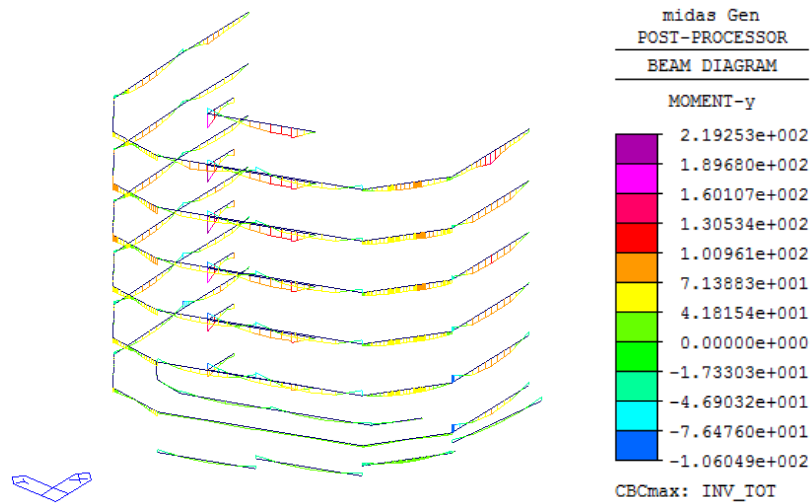


Figura 7.31 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°7 – kNm

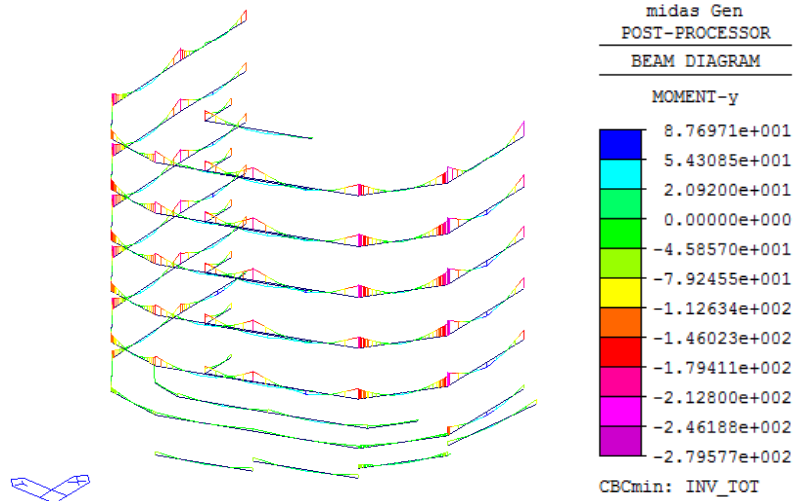


Figura 7.32 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°7 – kNm

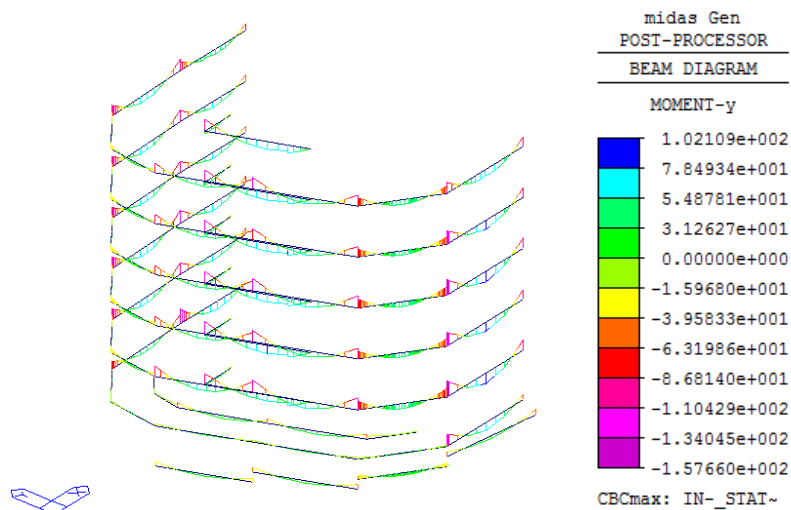


Figura 7.33 -Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°7 – kNm

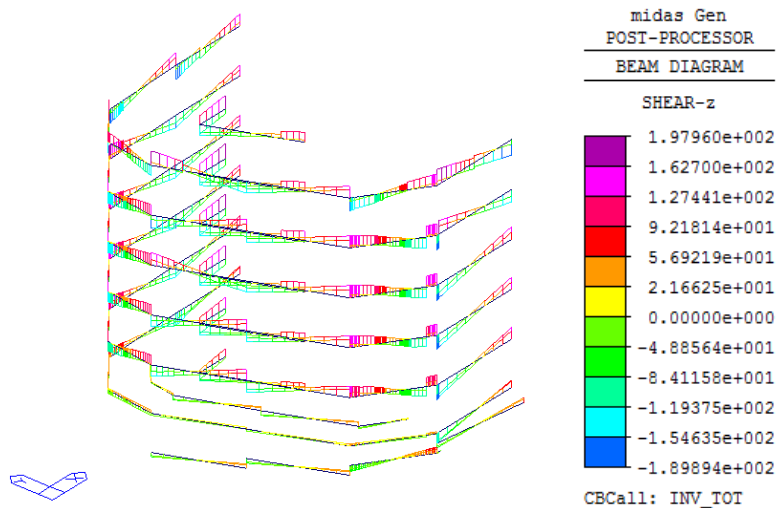


Figura 7.34 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°7 – kN

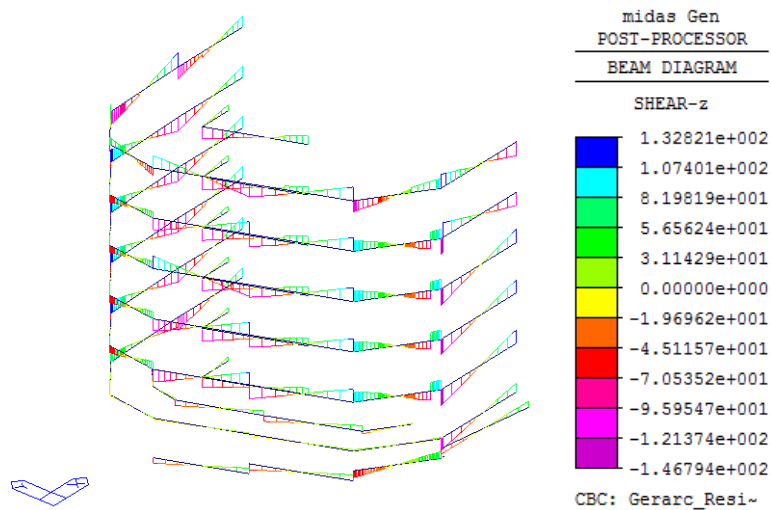


Figura 7.35 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°7 – kN

8 - Trave sismica

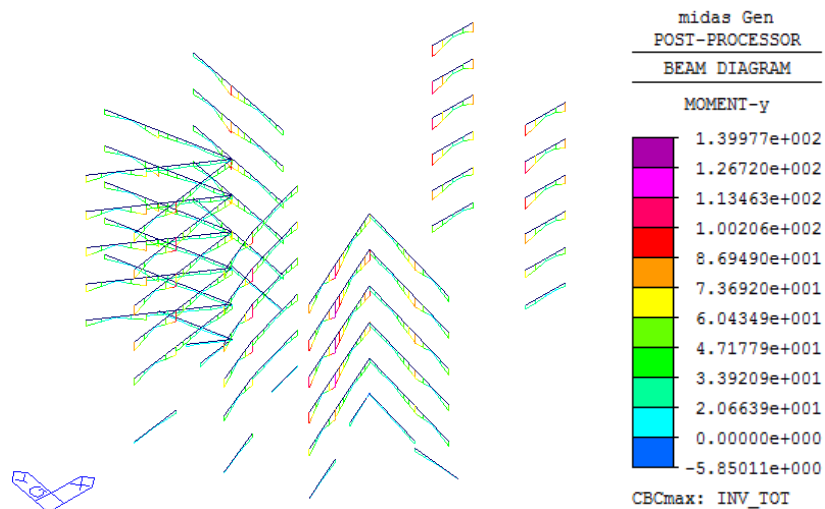


Figura 7.36 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°8 – kNm

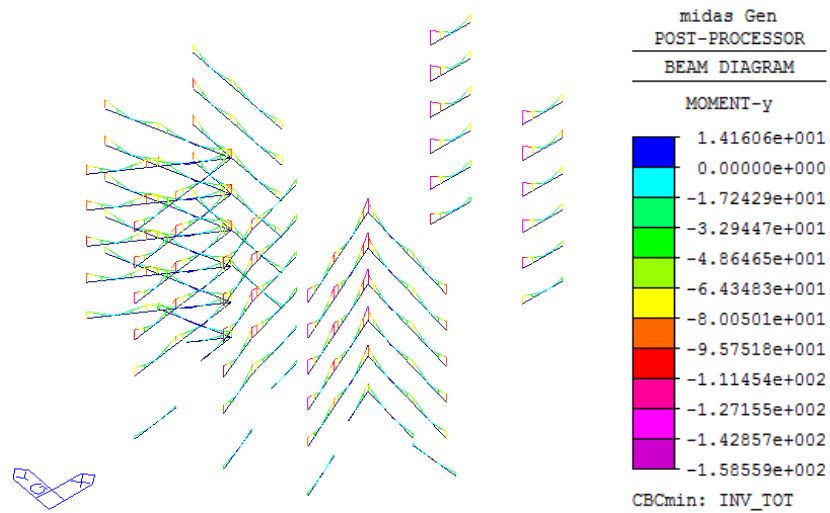


Figura 7.37 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°8 – kNm

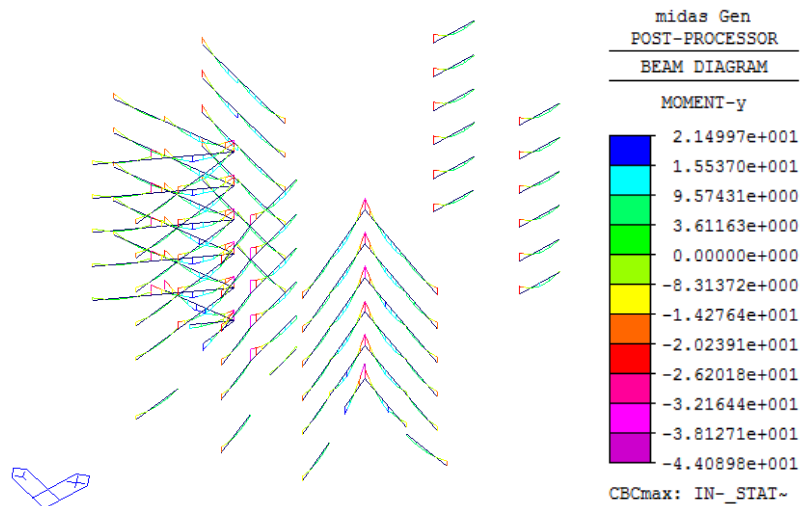


Figura.7.38 -Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°8 – kNm

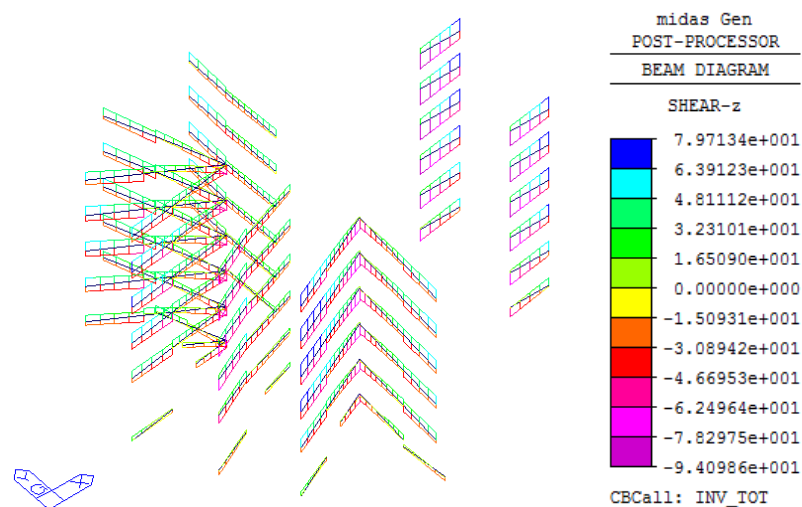


Figura 7.39 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°8 – kN

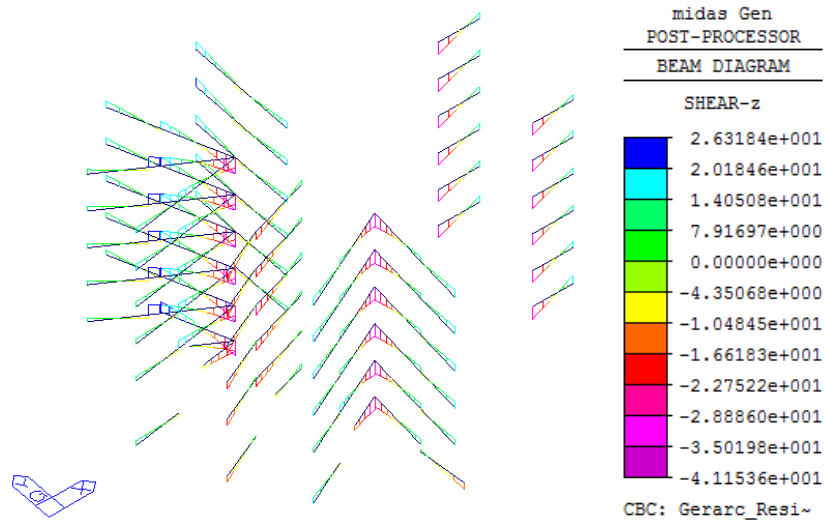


Figura 7.40 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°8 – kN

9 - Trave di copertura lunga

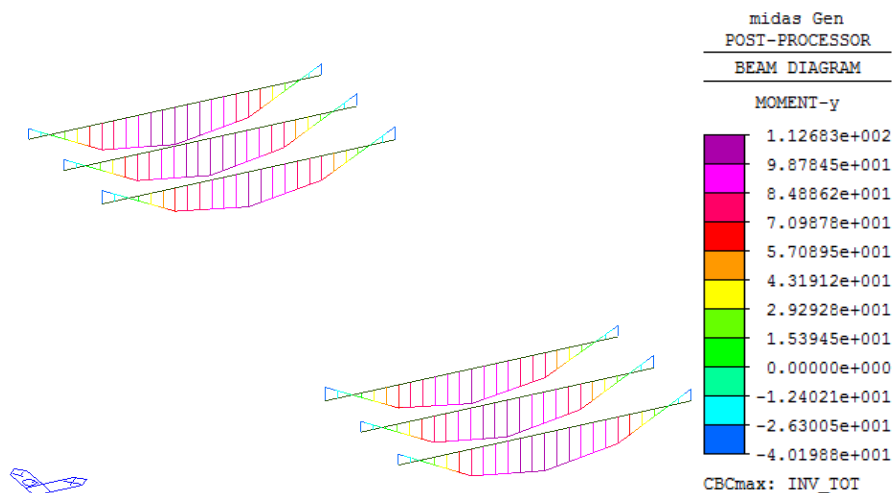


Figura 7.41 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°9 – kNm

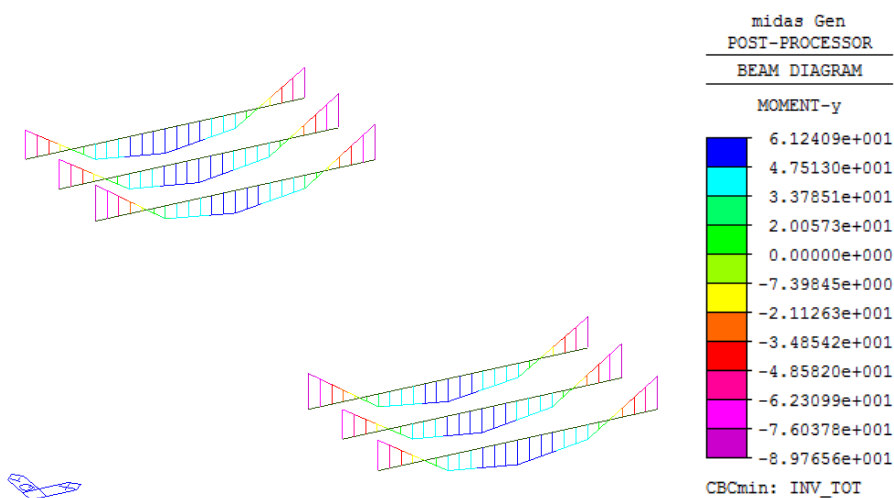


Figura 7.42 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°9 – kNm

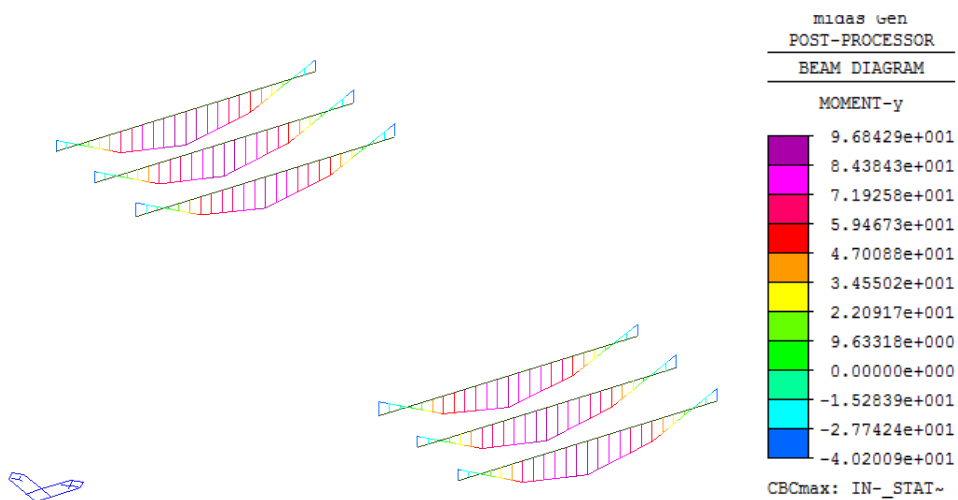


Figura 7.43- Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°9 – kNm

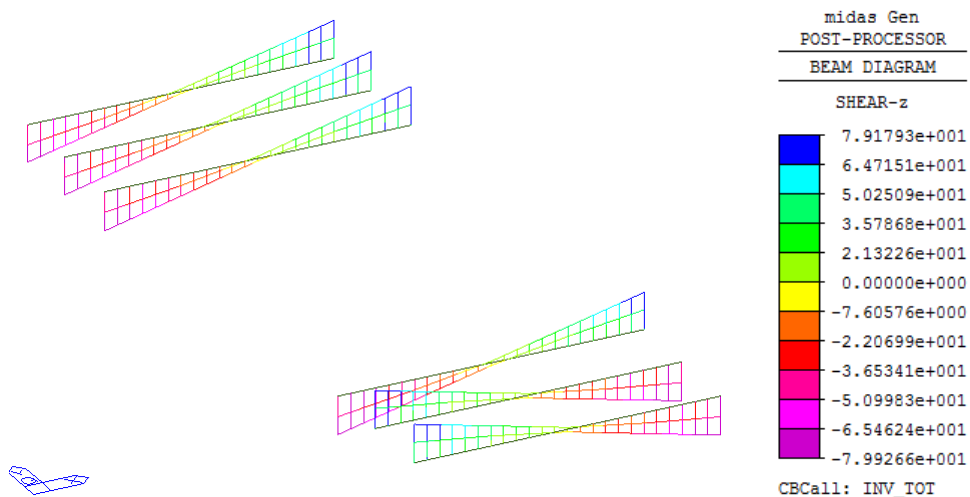


Figura 7.44 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°9 – kN

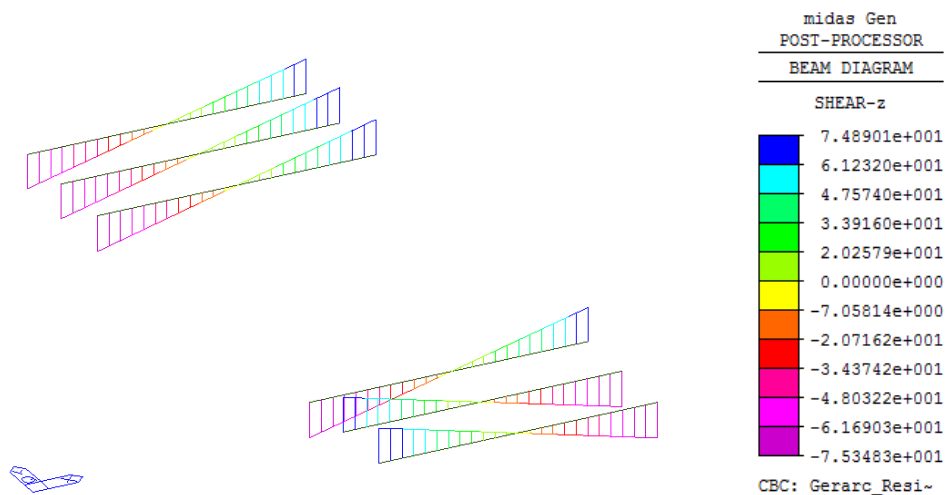


Figura 7.45 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°9 – kN

10 - Trave di copertura normale

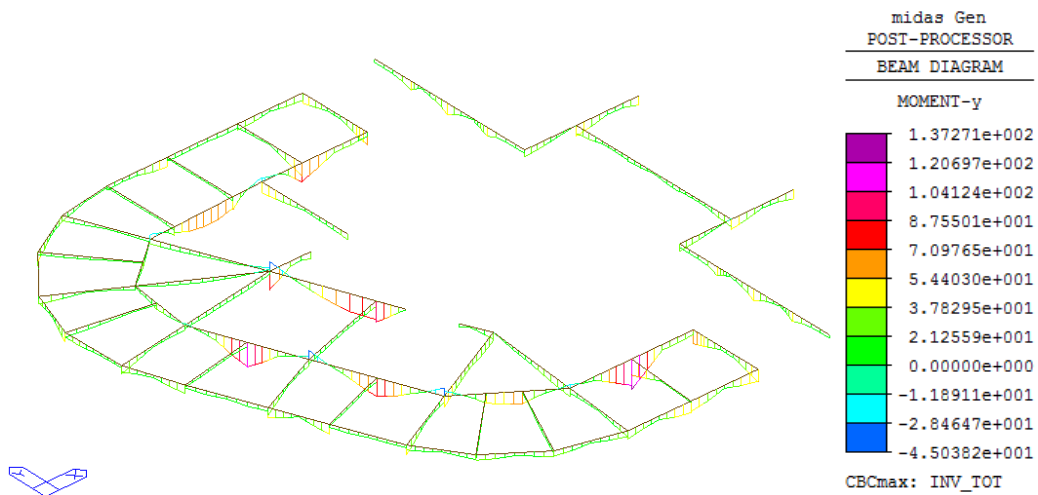


Figura 7.46 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi – Trave n°10 – kNm

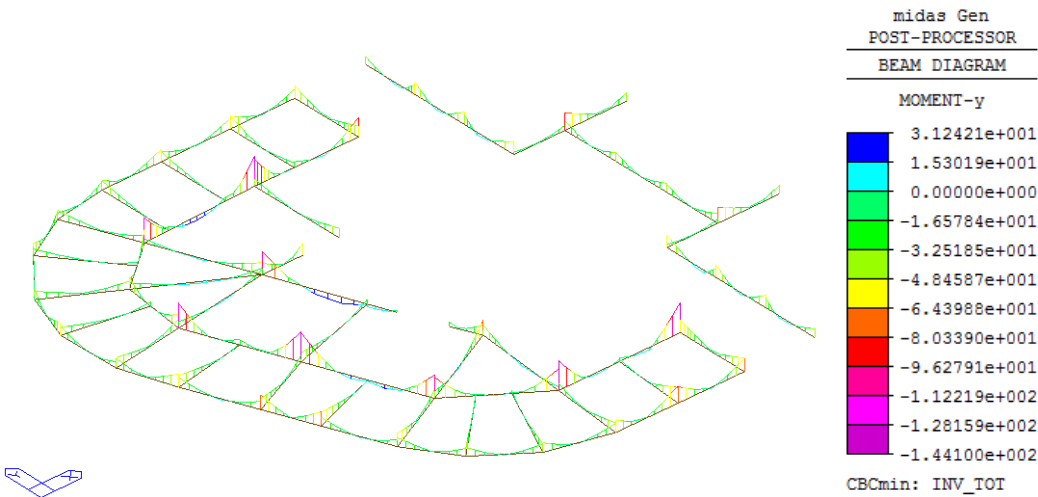


Figura 7.47 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti negativi – Trave n°10 – kNm

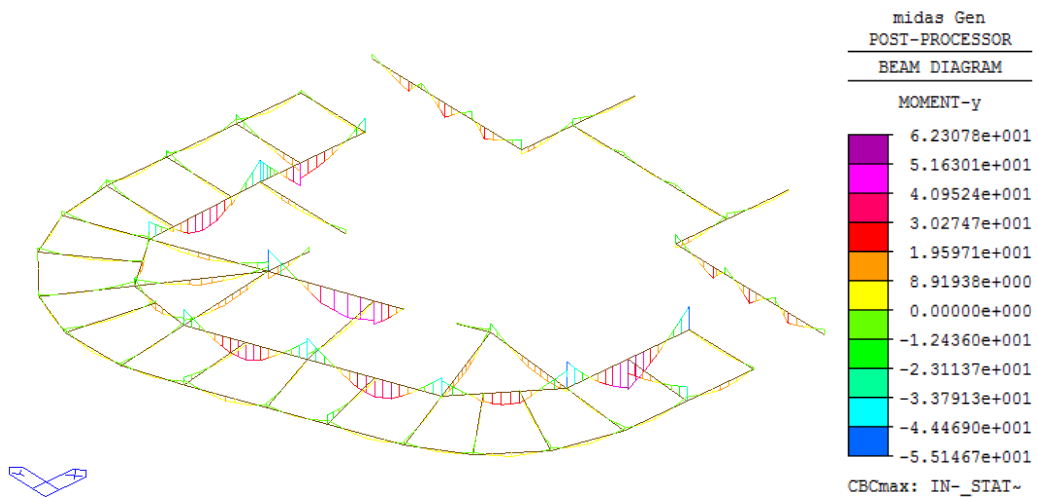


Figura 7.48 - Involuppo totale dei massimi momenti flettenti positivi statici – Trave n°10 – kNm

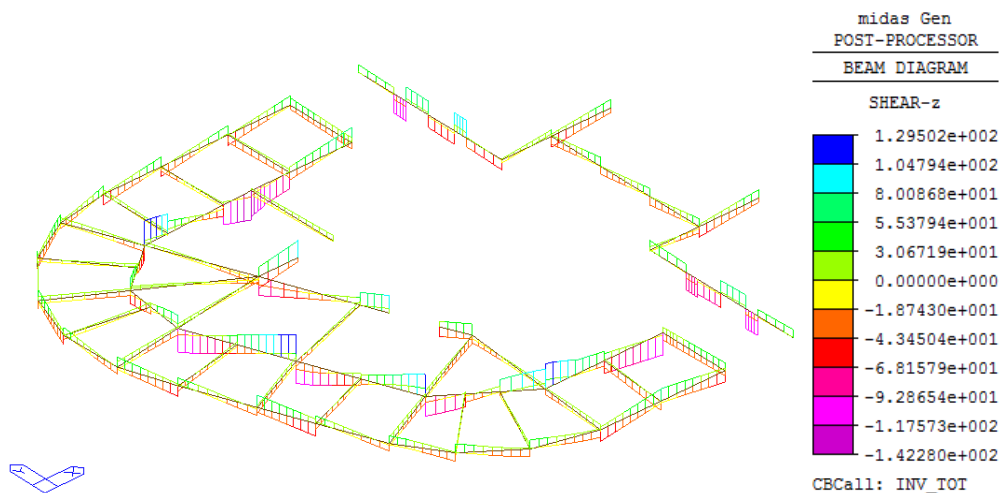


Figura 7.49 - Involuppo totale dei tagli – Trave n°10 – kN

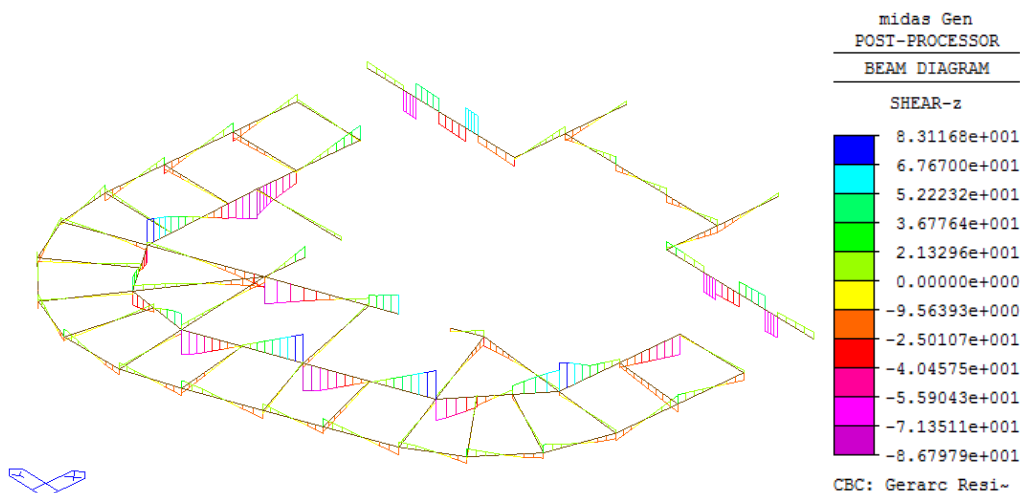


Figura 7.50 - Involuppo gerarchia di resistenza dei tagli – Trave n°10 – kN

7.2 Analisi tensionale I fase

In fase I la trave funziona come una struttura reticolare metallica e presenta generalmente uno schema isostatico di trave in semplice appoggio. In questa fase si fa riferimento sia alla flessione longitudinale, considerando i carichi di prima fase e lo schema appoggio-appoggio, che la flessione trasversale che interessa la piastra in acciaio della travi tipo Basic.

TRAVE	b_{infl} [m]	l [m]	l_{netta} [m]	Tipo Solaio	q_{fatt} [kN/m ²]	Puntello interm.
1	2,3	9,1	8,8	1	5,59	SI
2	3,6	3,1	2,8	1	5,59	NO
3	4,6	6,5	6,2	1	5,59	SI
4	0	5,3	5	1	5,59	NO
5	2,3	9,1	8,8	1	5,59	SI

6	3,6	3,1	2,8	1	5,59	NO
7	4,6	6,5	6,2	1	5,59	SI
8	0	5,3	5	1	5,59	NO
9	2,3	9,1	8,8	2	4,615	SI
10	4,6	6,5	6,2	2	4,615	SI

Tabella 7.6 Lunghezza travi e carichi solai in prima fase

b_{infl} : lunghezza di influenza;

l : lunghezza delle travi;

l_{netta} : luce netta (1-0,3)

Tipo di solaio: tipologia di solaio strutturale utilizzato caratterizzato dal seguente carico G1

- 1) Solaio predalles con $q_k = 4,3 \text{ kN/m}^2$
- 2) Solaio copertura con $q_k = 3,55 \text{ kN/m}^2$

q_{fatt} : carico fattorizzato ($q_k \cdot 1,3$)

Solitamente travi che hanno una lunghezza maggiore dei 6 metri necessitano di un puntello intermedio per evitare problemi di instabilità.

7.2.1 Flessione longitudinale

TRAVE	$l_{effettiva}$ [m]	M_{max+} [kNm]	W_{el} [cm³]	σ_{ifase} [Mpa]	FS
1	4,4	17,78	1022,2	17,4	0,05
2	2,8	19,72	209,6	94,1	0,28
3	3,1	17,65	528,5	33,4	0,10
4	5	0,00	373,6	0,0	0,00
5	4,4	17,78	1078,6	16,5	0,05
6	2,8	19,72	910,1	21,7	0,06
7	3,1	17,65	910,5	19,4	0,06
8	5	0,00	706,5	0,0	0,00
9	4,4	14,68	594,1	24,7	0,07
10	3,1	14,57	767,1	19,0	0,06

Tabella 7.7 Calcolo tensione longitudinale del traliccio in prima fase

$l_{effettiva}$: lunghezza effettiva di calcolo, se la lunghezza della trave è tale da non aver bisogno di puntelli intermedi si considera come $l_{effettiva}$ la lunghezza netta, altrimenti si considera la metà della lunghezza netta.

M_{max+} : momento massimo in mezzera

- $q_{fatt} * b_{infl} * \frac{l_{eff}^2}{14}$ (caso di puntello intermedio)
- $q_{fatt} * b_{infl} * \frac{l_{netta}^2}{8}$

W_{el} : modulo di resistenza elastico

$$W_{el} = \frac{J_{solo,s}}{(h - 2c_{sup}) \cdot 2}$$

σ_{Ifase} : tensione elastica in prima fase del traliccio di acciaio

$$\sigma_{Ifase} = \frac{M_{max+}}{W_{el}}$$

FS: fattore di sicurezza

$$FS = \frac{\sigma_{Ifase}}{f_{yd}}$$

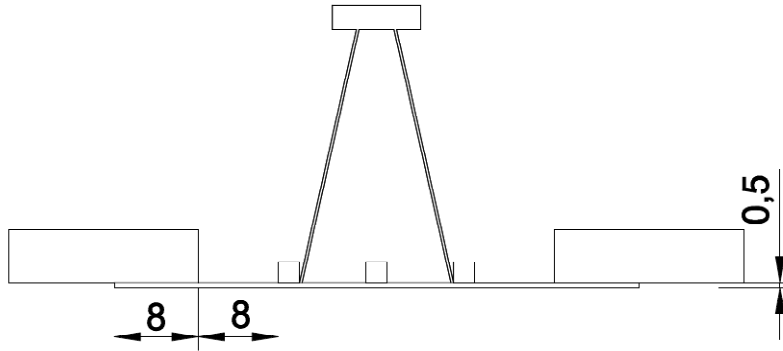
7.2.2 Flessione trasversale

TRAVE	σ_{Ifase} [Mpa]	FS
1	0	0,00
2	0	0,00
3	0	0,00
4	0	0,00
5	260	0,77
6	260	0,77
7	260	0,77
8	260	0,77
9	260	0,77
10	260	0,77

Tabella 7.8 Calcolo tensione trasversale in prima fase

Dalla tabella 7.8 si può notare che per le prime quattro tipologie di travi la tensione è nulla in quanto le travi con fondello in CLS non hanno una piastra di acciaio su cui poggia il solaio, ma sono realizzate mediante una soletta in calcestruzzo che fa da appoggio al solaio.

σ_{Ifase} è il valore della tensione pari a 260 MPa, ottenuto mediante un'analisi tensionale tramite un calcolo manuale che mi da tale valore di sollecitazione se ipotizzo di appoggiare il solaio a 8 cm di distanza dal traliccio (a metà del piatto di acciaio sporgente).



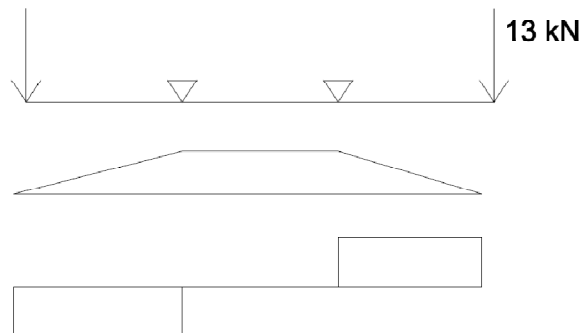
$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 5^2}{6} = 4166 \text{ mm}^3$$

$$M = \sigma \cdot W = 260 \cdot 4166 \cdot 10^{-6} = 1,08 \text{ kNm}$$

$$M = F \cdot b_v$$

$$F = q \cdot \frac{b_{infl}}{2} = 5,6 \cdot 2,3 = 12,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 13 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ su } 1\text{m}$$

$$b_v = \frac{M}{F} = \frac{1,08}{13} = 0,08 \text{ m} = 8 \text{ cm}$$



$$M_{max} = 13 \cdot 0,08 = 1,04 \text{ kNm}$$

7.2.3 Taglio

TRAVE	V _{Ed1afase} [kN]
1	21,21
2	28,17
3	29,89
4	0,00
5	21,21
6	28,17
7	29,89
8	0,00
9	17,51
10	24,68

Tabella 7.9 Calcolo taglio sollecitante in prima fase

V_{Ed,1afase} : taglio sollecitante in prima fase

- $q_{fatt} \cdot b_{infl} \cdot 3 \frac{l_{eff}}{8}$ (caso di puntello intermedio)
- $q_{fatt} \cdot b_{infl} \cdot \frac{l_{netta}}{2}$

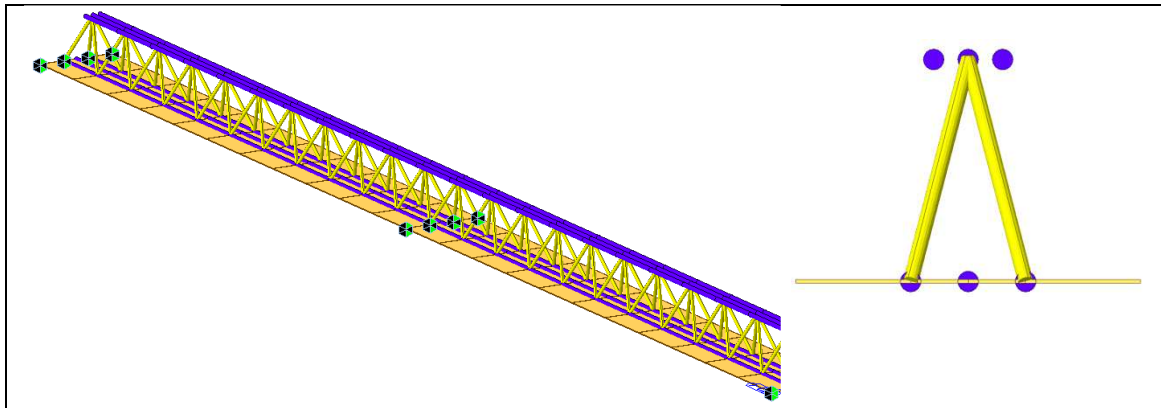
- VERIFICHE D'INSTABILITA' DELLE TRAVI REP

In 1^a fase il traliccio d'acciaio è soggetto a fenomeni d'instabilità locale e globale a causa del fatto che il getto integrativo non ha ancora fatto presa e risulta pertanto un carico gravante su di essa.

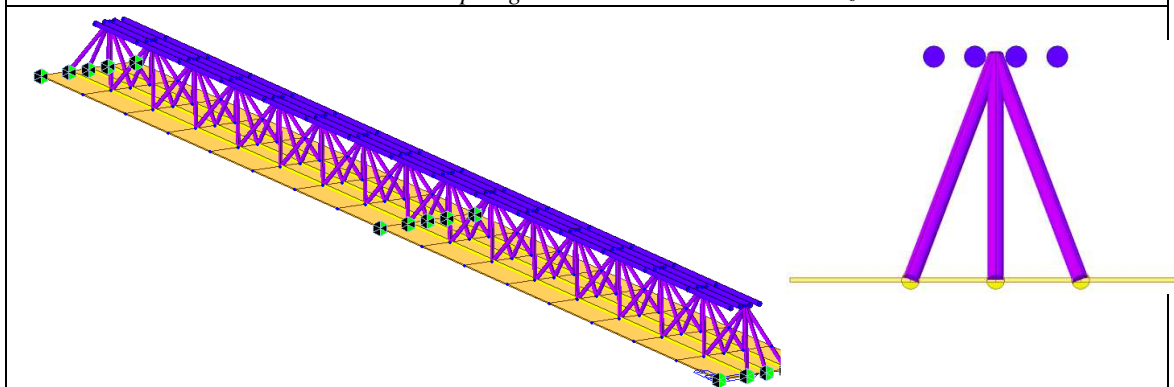
Per scongiurare l'instabilità delle singole aste o dell'intero elemento strutturale si effettuano analisi lineari e di buckling su modelli agli elementi finiti che rappresentano le tipologie di travi più soggette ad instabilità.

In particolare sono stati realizzati modelli FEM per le travi di tipologia 5 e 7, caratterizzati da elementi monodimensionali a 6 gdl per ciascun nodo (beam) ed elementi bidimensionali a 4 nodi (plate) che rappresentano rispettivamente tondini e piastra di base delle travi REP aventi fondello in acciaio. Le travi REP caratterizzate dalla presenza del fondello in cls di base non vengono verificate in quanto il fondello in calcestruzzo riduce la lunghezza libera d'inflessione delle singole aste, scongiurandone l'instabilità.

Si riportano alcune viste dei modelli 3-D realizzati mediante il software Midas-Gen:



Modello della trave REP di tipologia 5 - vista assonometrica e sezione trasversale

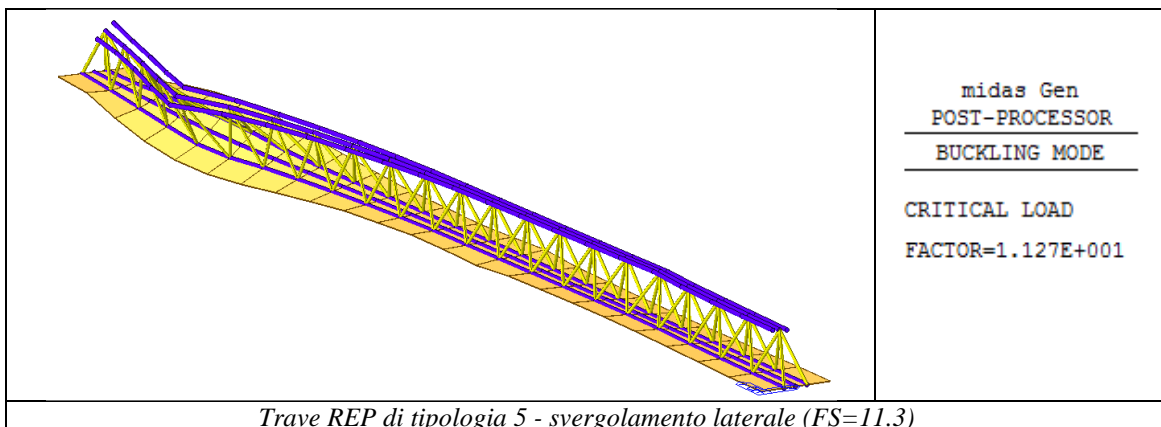


Modello della trave REP di tipologia 7 - vista assonometrica e sezione trasversale

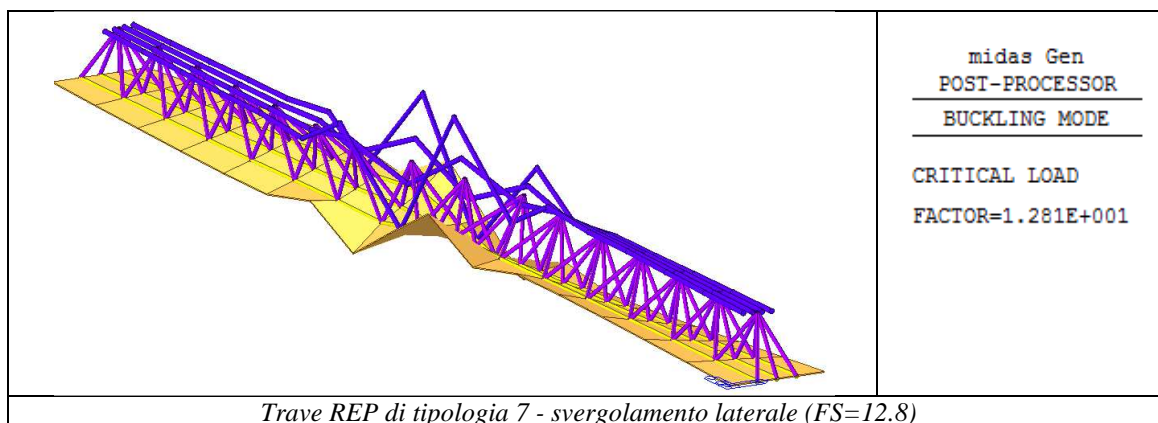
- ANALISI DI BUCKLING

Applicando i carichi G_1 del solaio (solamente il peso proprio strutturale, fattorizzato con un coefficiente pari ad 1.3) in prossimità del piatto d'acciaio si effettua un'analisi per individuare il carico limite che manda in instabilità l'intera trave.

Si individuano degli svergolamenti (instabilità per aste inflesse) per carichi agenti molto superiori al carico fornito, pertanto la verifica ad instabilità globale è soddisfatta per entrambe le tipologie di travi analizzate. Il coefficiente di sicurezza riportato nel seguito è definito dal rapporto tra il carico che genera lo svergolamento e quello effettivamente agente sull'elemento strutturale.



Trave REP di tipologia 5 - svergolamento laterale (FS=11.3)



- ANALISI LINEARE E VERIFICHE D'INSTABILITA' DEI VARI COMPONENTI DEL TRALICCIO

Il medesimo modello di calcolo utilizzato per la verifica d'instabilità globale (con i medesimi carichi permanenti portanti agenti) viene sottoposto ad un'analisi statica lineare. Mediante il verificatore automatico si effettuano le verifiche di resistenza ed instabilità dei tondini liberi d'instabilizzare (elementi d'anima ed elementi all'estradosso). Gli elementi costituenti il reticolo d'acciaio resistente vengono connessi tra loro mediante saldature pertanto in questa fase si considerano incastrati tra loro e non liberi di ruotare.

Le verifiche risultano soddisfatte solamente inserendo un appoggio intermedio in 1^a fase; si prescrive pertanto l'inserimento di un puntello intermedio per travi aventi luci $l \geq 5m$ da rimuovere una volta che il getto integrativo ha fatto presa e la sezione resistente diviene mista.

Un riepilogo delle verifiche svolte sui tondini d'acciaio è qui riportato:

Tipologia Trave	Section	Section	Len	Ly	Ky	Bmy	N_Ed	MbEd	MyEd	MzEd
	Material	Fy	Lb	Lz	Kz	Bmz	N_Rd	Mb_Rd	My_Rd	Mz_Rd
Tipo 5	fi30	fi30	0.4	0.4	1	1	-28.794	-0.3713	-0.3713	-0.0044
	S355	355000	0.4	0.4	1	1	182.161	0	1.5975	1.5975
	fi22	fi22	0.38645	0.38645	1	1	-51.048	-0.0112	-0.0112	-0.0035
	S355	355000	0.38645	0.38645	1	1	79.3288	0	0.63001	0.63001
Tipo 7	fi26	fi26	0.388	0.388	1	1	67.9802	-0.0372	-0.0372	0
	S355	355000	0.388	0.388	1	1	188.48	0	1.03991	1.03991
	fi20	fi20	0.34816	0.34816	1	1	-28.939	0.16389	0.16389	-0.0721
	S355	355000	0.34816	0.34816	1	1	66.1244	0	0.47333	0.47333

dove sono riportate le sezioni dei tondini ($\emptyset 30, \emptyset 22, \emptyset 26, \emptyset 20$) e le caratteristiche del materiale S355 col quale son realizzati ($f_{yd} = 355MPa$). Inoltre si hanno le lunghezze

libere d'inflessione dei vari elementi (nelle varie direzioni) e le grandezze sollecitanti ($N_{Ed}, M_{b,Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$) e resistenti ($N_{Rd}, M_{b,Rd}, M_{y,Rd}, M_{z,Rd}$).

Le verifiche risultano tutte soddisfatte, purchè si inserisca un puntello metallico nella mezzera delle travi aventi luce superiore ai 5m, come specificato anche negli elaborati grafici.

7.3 Analisi II fase

In fase II a maturazione avvenuta, la trave REP è solidarizzata con le strutture portanti contigue (travi e pilastri) con conseguente schema statico di struttura mista in acciaio e calcestruzzo. Le verifiche in questa fase dovranno tenere conto dell'involuppo delle sollecitazioni previste nelle diverse combinazioni di carico, per cui valori di calcolo da confrontare con i parametri resistenti sono descritti nelle tabelle dei paragrafi successivi.

7.3.1 Verifica per momento positivo

In questa fase non si considera l'effettiva resistenza di calcolo dell'acciaio, ma si fa riferimento ad un valore più basso in quanto bisogna tener in conto che l'acciaio comincia a lavorare già in prima fase, in quanto il traliccio viene sollecitato dai carichi permanenti portanti del solaio.

Nel seguente procedimento di calcolo si procede con la valutazione dei valori resistenti della lamina e dei tondini d'acciaio separatamente e poi tramite la sovrapposizione degli effetti si calcola la resistenza finale delle travi.

TRAVE	l_{netta} [m]	$\sigma_{I fase}$ [Mpa]	$\sigma_{II fase}$ [Mpa]	$A_{s+,barre}$ [cm ²]	d_+ [cm]	$M_{Rd+,II,barre}$ [kNm]
1	8,8	17,4	320,7	31,86	35,5	326,4
2	2,8	94,1	244,0	8,04	25,5	45,0
3	6,2	33,4	304,7	22,81	25,5	159,5
4	5	0,0	338,1	15,21	25,5	118,0
5	8,8	16,5	321,6	21,21	35	214,8
6	2,8	21,7	316,4	21,21	30	181,2
7	6,2	19,4	318,7	21,21	30	182,5
8	5	0,0	338,1	11,40	30	104,1
9	8,8	24,7	313,4	7,60	30	64,3
10	6,2	19,0	319,1	10,62	30	91,5

Tabella 7.10 Contributo dei soli tondini del traliccio

l_{netta} : luce netta di calcolo

σ_{Iafase} : tensione elastica valutata in prima fase nelle barre all'intradosso del traliccio resistente in acciaio

σ_{IIfase} : tensione in seconda fase delle barre del traliccio in acciaio

$$\sigma_{IIfase} = f_{yd} - \sigma_{Iafase}$$

$A_{s+,barre}$: area tondini di acciaio del traliccio

d_+ : altezza utile della sezione

$M_{Rd+,II,barre}$: contributo momento resistente positivo dovuto alle barre del traliccio

$$M_{Rd,II,barre} = 0,9 \cdot d_+ \cdot A_{s+,barre} \cdot \sigma_{IIfase}$$

TRAVE	σ_{Iafase} [Mpa]	σ_{IIfase} [Mpa]	$A_{s+,piastra}$ [cm ²]	$M_{Rd,II,piastra}$ [kNm]
1	0,0	338,1	0,00	0,0
2	0,0	338,1	0,00	0,0
3	0,0	338,1	0,00	0,0
4	0,0	338,1	0,00	0,0
5	260,0	78,1	25,00	61,5
6	260,0	78,1	25,00	52,7
7	260,0	78,1	25,00	52,7
8	260,0	78,1	25,00	52,7
9	260,0	78,1	25,00	52,7
10	260,0	78,1	25,00	52,7

Tabella 7.11 Contributo della lamina di acciaio

σ_{Iafase} : tensione elastica in prima fase della piastra in acciaio (travi BASIC)

σ_{IIfase} : tensione in seconda fase della piastra in acciaio

$$\sigma_{IIfase} = f_{yd} - \sigma_{Iafase}$$

$A_{s+,piastra}$: area della piastra del traliccio

$M_{Rd,II,piastra}$: contributo momento resistente positivo piastra in traliccio

$$M_{Rd,II,piastra} = 0,9 \cdot d_+ \cdot A_{s+,piastra} \cdot \sigma_{IIfase}$$

TRAVE	$M_{Rd,tot}$ [kNm]	M_{Sd+} [kNm]	FS	Verifica
1	326,4	274,0	0,84	OK
2	45,0	31,2	0,69	OK
3	159,5	153,0	0,96	OK
4	118,0	106,9	0,91	OK
5	276,3	224,3	0,81	OK
6	233,9	195,7	0,84	OK
7	235,2	219,3	0,93	OK
8	156,8	140,0	0,89	OK
9	117,0	112,7	0,96	OK
10	144,2	137,3	0,95	OK

Tabella 7.12 Verifica travi per momenti flettenti positivi

$M_{Rd,tot}$: momento resistente positivo totale delle sezioni

$$M_{Rd,tot} = M_{Rd,II,barre} + M_{Rd,II,piastra}$$

M_{Sd+} : Momento positivo massimo sollecitante (involuppo sismico+statico)

FS: fattore di sicurezza

$$FS = \frac{M_{Sd+}}{M_{Rd,tot}}$$

Dalla tabella 7.12 si nota che con tali tipologie di travi le verifiche a momento positivo sono tutte soddisfatte .

7.3.2 Verifica per momento negativo

TRAVE	l_{netta} [m]	A_{s-} [cm ²]	d. [cm]	M_{Rd-} (S355) [kNm]
1	8,8	28,3	37	318,3
2	2,8	9,4	27	77,4
3	6,2	21,2	27	174,5
4	5	15,9	27	130,9
5	8,8	21,2	32	206,5
6	2,8	21,2	27	174,2
7	6,2	21,2	27	174,5
8	5	15,9	27	130,9
9	8,8	11,4	27	93,7
10	6,2	21,2	27	174,2

Tabella 7.13 Contributo delle barre all'estradosso del traliccio S355

l_{netta} : luce netta di calcolo

A_{s-} : area tondini di acciaio del traliccio

d : altezza utile della sezione

$M_{Rd-(S355)}$: contributo momento resistente negativo barre del traliccio

$$M_{Rd,(S355)} = 0,9 \cdot d \cdot A_{s-} \cdot f_{yd,S355}$$

TRAVE	$M_{Rd-(S355)}$ [kNm]	M_{Sd-} [kNm]	FS	Verifica
1	318,3	375,8	1,18	NO
2	77,4	53	0,68	OK
3	174,5	192,3	1,10	NO
4	130,9	183,4	1,40	NO
5	206,5	170,5	0,83	OK
6	174,2	244,5	1,40	NO
7	174,5	279,6	1,60	NO
8	130,9	158,6	1,21	NO
9	93,7	89,8	0,96	OK
10	174,2	144,1	0,83	OK

Tabella 7.14 Verifica travi per momenti flettenti negativi

$M_{Rd-(S355)}$: contributo momento resistente negativo barre del traliccio

M_{Sd-} : Momento negativo massimo sollecitante (involuppo sismico+statico)

FS: fattore di sicurezza

$$FS = \frac{M_{Sd-}}{M_{Rd-(S355)}}$$

Dalla tabella 7.14 si nota che con tali tipologie di travi le verifiche a momento negativo sono soddisfatte per le travi 2,5,9,10 mentre per le travi 1,3,4,6,7,8 le sole barre che compongono il traliccio non soddisfano le verifiche a momento negativo peratnto occorre dimensionare ulteriori elementi d'armatura lenta, non facenti parte del traliccio, ma necessari per le verifiche a momento negativo.

TRAVE	$M_{Sd-residuo}$ [kNm]	$A_{s,min,aggiuntiva}$ [cm ²]	n° barre	φ barre [mm]	$A_{s,barre}$ [cm ²]
1	57,5	4,4	2	20	6,28
2	-24,4	Non serve	0	0	0,00
3	17,8	1,9	2	16	4,02
4	52,5	5,5	2	20	6,28
5	-36,0	Non serve	0	0	0,00
6	70,3	7,4	2	26	10,61
7	105,1	11,1	2	30	14,13
8	27,7	2,9	2	26	10,61
9	-3,9	Non serve	0	0	0,00
10	-30,1	Non serve	0	0	0,00

Tabella 7.15 Armature aggiuntive a momento negativo

$M_{Sd-residuo}$: momento sollecitante residuo

$$M_{Sd-residuo} = M_{Sd-} - M_{Rd-(S355)}$$

$A_{s,min,aggiuntiva}$: area minima per barre di armatura da cemento armato

$$A_{s,min,agg} = \frac{M_{Sd-residuo}}{0,9 \cdot d_{-} \cdot f_{yd,B450C}}$$

$A_{s,barre}$: area barre di armatura effettiva

$$A_{s,barre} = n_{barre} \cdot \left(\pi \cdot \frac{\Phi_{barre}^2}{4} \right)$$

TRAVE	M_{Rd-tot} [kNm]	M_{Sd-} [kNm]	FS	Verifica
1	400,2	375,8	0,94	OK
2	77,4	53	0,68	OK
3	212,7	192,3	0,90	OK
4	190,6	183,4	0,96	OK
5	206,5	170,5	0,83	OK
6	275,1	244,5	0,89	OK
7	308,8	279,6	0,91	OK
8	231,8	158,6	0,68	OK
9	93,7	89,8	0,96	OK
10	174,2	144,1	0,83	OK

Tabella 7.16 Verifica travi per momenti flettenti negativi con armature aggiuntive

Quindi con l'inserimento delle barre di armatura da cemento armato all'estradosso anche le verifiche a momento negativo sono tutte soddisfatte.

7.3.3 Verifica per taglio

Per le verifiche a taglio, si considera il contributo del solo acciaio delle anime del traliccio inglobato nel calcestruzzo, in corrispondenza del nodo trave pilastro.

TRAVE	l_{netta} [m]	n° el. d'anima	Φ el. anima [mm]	A_t [cm ²]
1	8,8	3	22	3,80
2	2,8	2	20	3,14
3	6,2	3	20	3,14
4	5	2	20	3,14
5	8,8	2	22	3,80
6	2,8	3	26	5,31
7	6,2	3	20	3,14
8	5	2	22	3,80
9	8,8	2	20	3,14
10	6,2	2	22	3,80

Tabella 7.17 Dati geometrici relativi elementi d'anima

l_{netta} : luce netta di calcolo

n° el. d'anima: numero elementi d'anima resistenti a taglio

Φ el. Anima: diametro elementi d'anima

A_t : area armature trasversali d'anima

TRAVE	θ [°]	α [°]	d. [cm]	copriferro inf. [cm]	copriferro sup. [cm]	h [cm]	Passo traliccio [cm]
1	45,0	50	37,0	4,5	3,0	40,0	54,5
2	45,0	50	27,0	4,5	3,0	30,0	37,8
3	45,0	50	27,0	4,5	3,0	30,0	37,8
4	45,0	50	27,0	4,5	3,0	30,0	37,8
5	45,0	50	32,0	0,0	3,0	35,0	53,7
6	45,0	50	27,0	0,0	3,0	30,0	45,3
7	45,0	50	27,0	0,0	3,0	30,0	45,3
8	45,0	50	27,0	0,0	3,0	30,0	45,3
9	45,0	50	27,0	0,0	3,0	30,0	45,3
10	45,0	50	27,0	0,0	3,0	30,0	45,3

Tabella 7.18 Calcolo del traliccio resistente a taglio

ϑ : inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo

α : inclinazione elementi d'anima del traliccio

copriferro inf. : copriferro rispetto all'intradosso

copriferro sup. : copriferro rispetto all'estradosso

h: altezza della sezione

passo del traliccio: distanza fra due elementi d'anima consecutivi

$V_{Ed,Ifase(1)}$ [kN]	$V_{Ed,IIfase(1)}$ [kN]	$V_{Ed,tot(1)}$ [kN]	$V_{Ed,grav(2)}$ [kN]	$V_{Ed,grav(2),rid}$ [kN]	$V_{Ed,ger.(2)}$ [kN]	$V_{Ed,tot(2)}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
21,2	243,5	264,7	216,6	143,0	90,9	233,9	264,7
28,2	69,8	98,0	53,4	35,2	55,3	90,6	98,0
29,9	172,4	202,3	142,1	89,5	68,6	158,1	202,3
0,0	136,6	136,6	99,1	62,4	76,2	138,7	138,7
21,2	154,7	175,9	139,1	87,6	46,9	134,6	175,9
28,2	221,1	249,3	149,6	94,2	196,5	290,8	290,8
29,9	198	227,9	146,8	92,5	99,6	192,1	227,9
0,0	94,1	94,1	41,2	26,0	92,7	118,7	118,7
17,5	79,9	97,4	75,3	46,7	21,3	68,0	97,4
24,7	142,3	167,0	86,8	53,8	56,2	110,0	167,0

Tabella 7.19 Calcolo valori sollecitanti del taglio

$V_{Ed,Ifase}$: taglio sollecitante in prima fase

$V_{Ed,IIfase(1)}$: taglio massimo sollecitante seconda fase (involuppo sismico+statico)

$V_{Ed,tot(1)}$: taglio massimo sollecitante totale

$$V_{Ed,tot(1)} = V_{Ed,Ifase} + V_{Ed,IIfase}$$

$V_{Ed,grav(2)}$: taglio massimo sollecitante (involuppo statico con le combo fondamentali SLU)

$V_{Ed,grav(2),rid}$: taglio massimo sollecitante ridotto tramite il fattore di riduzione η_{fi}

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} * Q_{k,1}}{\gamma_g * G_k + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1}}$$

Per gerarchia delle resistenze si intende l'insieme di regole da seguire nella progettazione degli elementi strutturali (travi,pilastri, nodi..) in base al comportamento e all'importanza che essi assumono nella costruzione.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{ed} si ottengono sommando:

- Il contributo dovuto ai carichi gravitazionali sulla trave, considerata incernierata agli estremi;
- Le sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità), amplificati del fattore di sovra resistenza γ_{Rd}

$V_{Ed,ger.(2)}$: taglio sollecitante considerando la gerarchia delle resistenze

$$V_{Ed,ger(2)} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot (2 \cdot M_{Rd,tot})}{l_{netta}}$$

dove γ_{Rd} è il coefficiente di sovra resistenza preso pari a 1

$V_{Ed,tot(2)}$: taglio massimo sollecitante considerando la gerarchia delle resistenze

$$V_{Ed,tot(2)} = V_{Ed,ger(2)} + V_{Ed,grav(2)rid}$$

V_{Sd} : taglio Massimo di progetto

$$\max\{V_{Ed,tot(1)}; V_{Ed,tot(2)}\}$$

TRAVE	V_{Rd} [kN]	V_{Sd} [kN]	FS	Verifica
1	331,6	264,7	0,80	OK
2	192,6	98,0	0,51	OK
3	288,9	202,3	0,70	OK
4	192,6	138,7	0,72	OK
5	194,2	175,9	0,91	OK
6	406,9	290,8	0,71	OK
7	240,8	227,9	0,95	OK
8	194,2	118,7	0,61	OK
9	160,5	97,4	0,61	OK
10	194,2	167,0	0,86	OK

Tabella 7.20 Verifica delle travi a taglio

La resistenza a taglio delle travi composte di tipo REP può essere assunta pari alla resistenza a taglio del traliccio di acciaio tramite le seguente formula:

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

d: altezza utile della sezione;

A_{sw} : area armatura trasversale data dal traliccio;

s: passo del traliccio;

f_{yd} : tensione di snervamento di progetto dell'acciaio strutturale;

α : inclinazione dell'anima del traliccio;

ϑ : inclinazione della biella compresse di calcestruzzo.

Dalla tabella 7.20 si nota che con tali tipologie di travi le verifiche a taglio sono tutte soddisfatte .

7.4 Calcolo pilastri

Per il dimensionamento e le verifiche dei pilastri REP si procede suddividendo l'insieme di tutti i pilastri in 4 tipologie a seconda della geometria della sezione e dell'altezza libera d'inflessione. In particolare si individuano i seguenti raggruppamenti:

1. Pilastro REP lungo ($h = 5.5\text{m}$) del piano interrato, cui è richiesta una REI90;
2. Pilastro REP di altezza normale ($h = 3.2\text{m}$) dei piani seminterrato e terra, cui è richiesta una REI60;
3. Pilastro REP di altezza normale ($h = 3.26\text{m}$) dei piani in elevazione (ultima elevazione esclusa), cui è richiesta una REI60;
4. Pilastro REP di altezza normale ($h = 3.45\text{m}$) dell'ultima elevazione, cui è richiesta una REI60.

Nelle tabelle successive sono rappresentate le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri in funzione dell'acciaio e del calcestruzzo.

PILASTRO	H interpiano [m]
1	5,55
2	3,20
3	3,26
4	3,45

Tabella 7.21 Tipologia e dimensioni pilastri

PILASTRO	D esterno [mm]	Sp. Tubolare [mm]	d interno [mm]	A _c [cm ²]	A _{tub} [cm ²]
1	500	10	480	1809,6	153,9
2	500	10	480	1809,6	153,9
3	430	10	410	1320,3	131,9
4	380	10	360	1017,9	116,2

Tabella 7.22 Dati geometrici della sezione tubolare

PILASTRO	n° barre	φ barre [mm]	Copriferro [mm]	A _s barre [cm ²]
1	8	26	40	42,47
2	8	26	40	42,47
3	8	20	40	25,13
4	8	18	40	20,36

Tabella 7.22 Dati geometrici barre d'armatura B450C

PILASTRO	J _c [cm ⁴]	J _{tub} [cm ⁴]	J _s [cm ⁴]	(EJ) _{eff} [Nmm ²]	N _{cr} [kN]	N _{pl,Rk} [kN]	λ [/]
1	260576	46220	9137	1,42508E+14	51030	11683	0,48
2	260576	46220	9137	1,42508E+14	167242	11683	0,26
3	138709	29111	3823	8,24113E+13	92833	8957	0,31
4	82448	19906	2316	5,39867E+13	53699	7465	0,37

Tabella 7.23 Valori inerziali e valori resistenze assiali pilastri

J_c : momento d'inerzia del calcestruzzo

$$J_c = \pi \cdot \frac{d_{interno}^4}{64}$$

J_{tub} : momento d'inerzia della sezione tubolare di acciaio S355

$$J_{tub} = \frac{\pi}{64} (D_{est}^4 - d_{int}^4)$$

J_s : momento d'inerzia delle barre di armatura B450C

$$J_s = 2 \cdot \left\{ \left(\frac{A_{s,barre}}{2} \right) \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \left(\frac{d_{int} - c}{2} \right) \right]^2 \right\}$$

(EJ)_{eff} : rigidezza efficace

$$(EJ)_{eff} = 0,9 \cdot (E_{S355} \cdot J_{tub} + E_{B450C} \cdot J_s + E_c \cdot J_c)$$

N_{cr} : sforzo normale critico elastico

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EJ)_{eff}}{l_0^2}$$

dove l_0^2 è la lunghezza libera di inflessione

$N_{pl,Rk}$: resistenza plastica a compressione

$$N_{pl,Rk} = A_{tub} \cdot f_{yk,S355} + A_c \cdot f_{ck} + A_{s,barre} \cdot f_{yk,B450C}$$

λ : snellezza adimensionale

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

Di seguito si riportano i risultati delle analisi strutturali in condizioni statiche e sismiche dei telai svolte con MIDAS:

Nelle seguenti immagini si riportano cinque immagini differenti che rappresentano rispettivamente:

1°- Inviluppo dei diagrammi dei momenti flettenti in direzione y ottenuti dalle condizioni di carico statiche più sismiche. Tali valori dei momenti sollecitanti sono utilizzati per la verifica a presso-flessione in II fase.

2°- Inviluppo dei diagrammi dei momenti flettenti in direzione z ottenuti dalle condizioni di carico statiche più sismiche. Tali valori dei momenti sollecitanti sono utilizzati per la verifica a presso-flessione in II fase.

3°- Inviluppo dei diagrammi degli sforzi normali ottenuti dalle condizioni di carico statiche con la combinazione SLU. Tali valori di sforzi normali sono utilizzati per la verifica a sforzi assiali.

4°- Inviluppo dei diagrammi dei tagli in direzione y ottenuti dalle condizioni di carico statiche più sismiche. Tali valori dei tagli sollecitanti sono utilizzati per la verifica a taglio.

5°- Inviluppo dei diagrammi dei tagli in direzione z ottenuti dalle condizioni di carico statiche più sismiche. Tali valori dei tagli sollecitanti sono utilizzati per la verifica a taglio.

1 - P.T. Pilastri $\Phi 500$, $l=550\text{cm}$

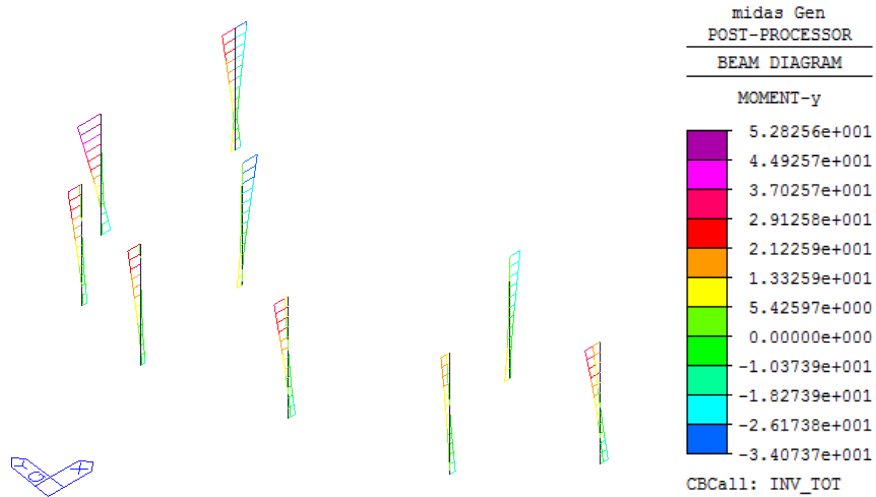


Figura 7.51 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione y – Pilastro n°1 – kNm

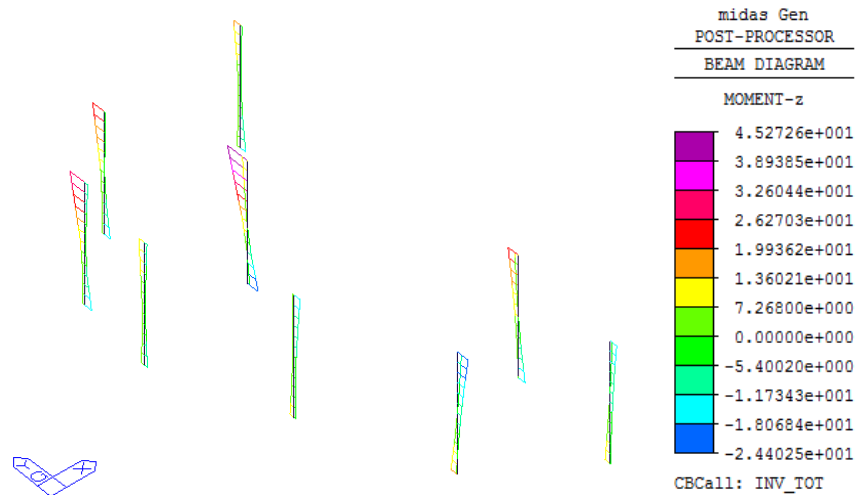


Figura 7.52 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione z – Pilastro n°1 – kNm

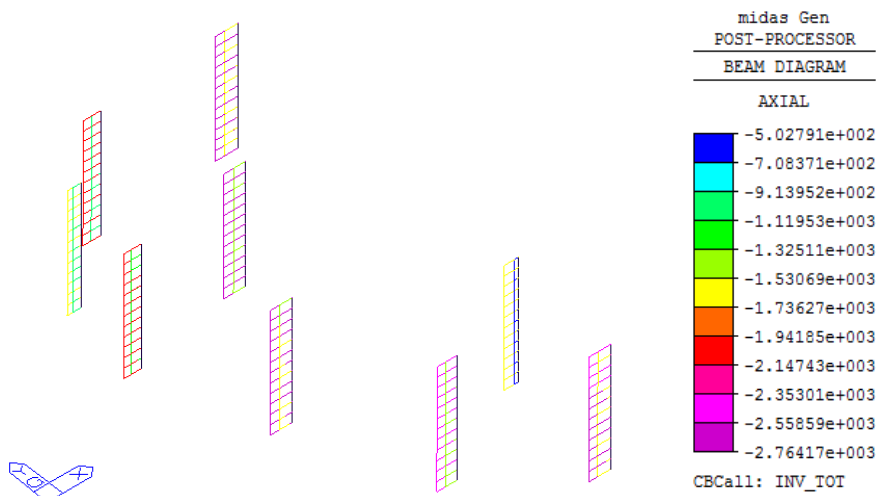


Figura 7.53 - Involuppo totale sforzi assiali – Pilastro n°1 – kN

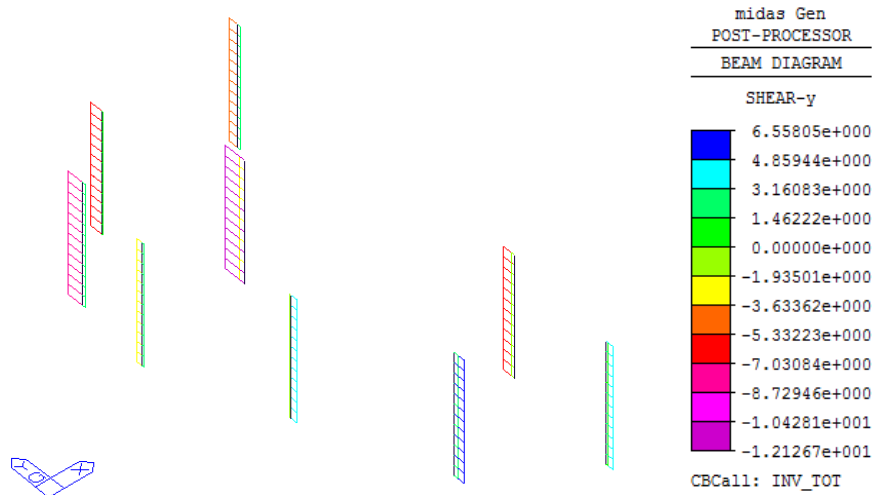


Figura 7.54 - Involuppo totale dei tagli in direzione y – Pilastro n°1 – kN

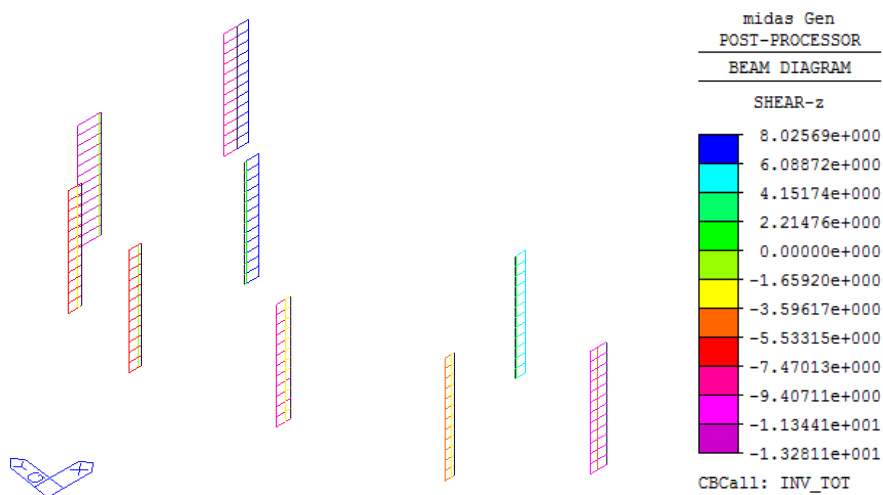


Figura 7.55 - Involuppo totale dei tagli in direzione z – Pilastro n°1 – kN

2 - Piano interrato + Piano Terra - Pilastri Φ 500, l=320cm

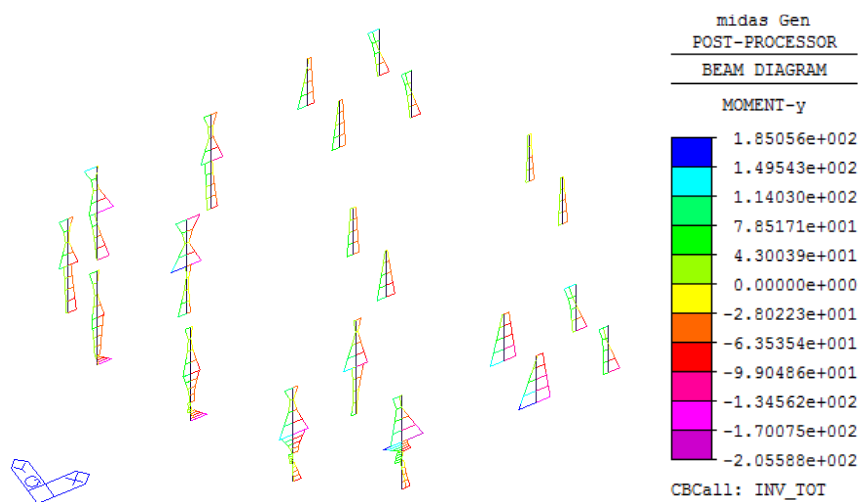


Figura 7.56 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione y – Pilastro n°2 – kNm

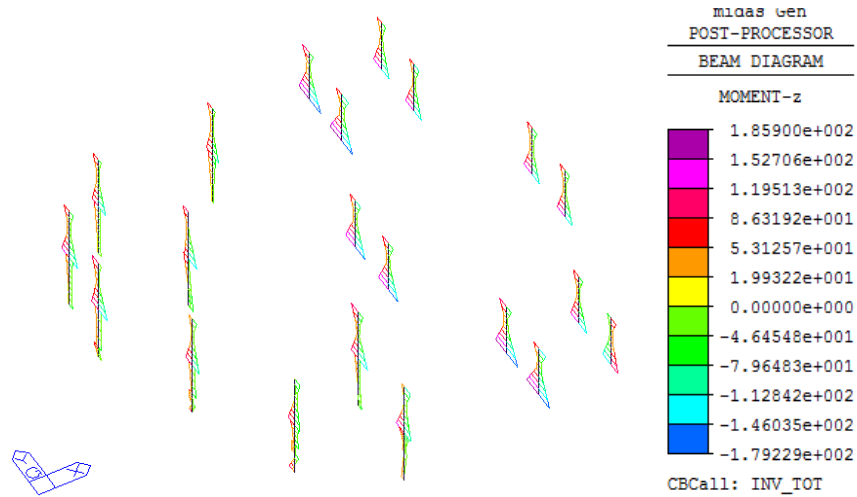


Figura 7.57 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione z – Pilastro n°2 – kNm

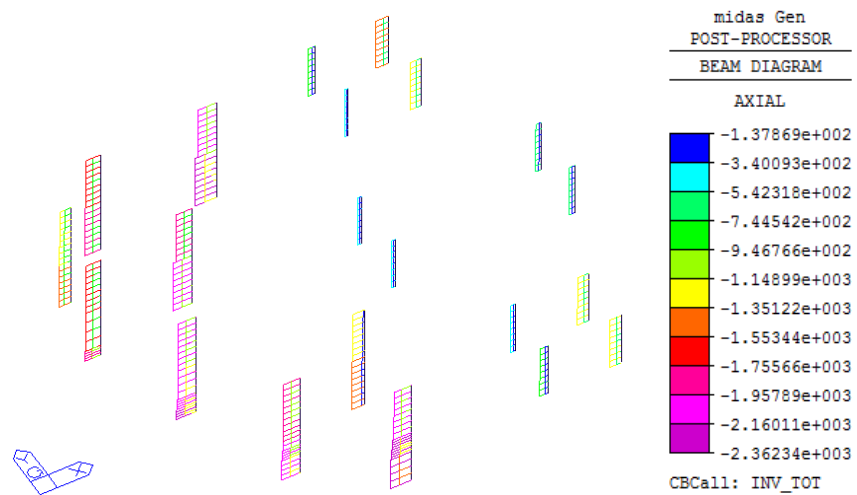


Figura 7.58 - Involuppo totale sforzi assiali – Pilastro n°2 – kN

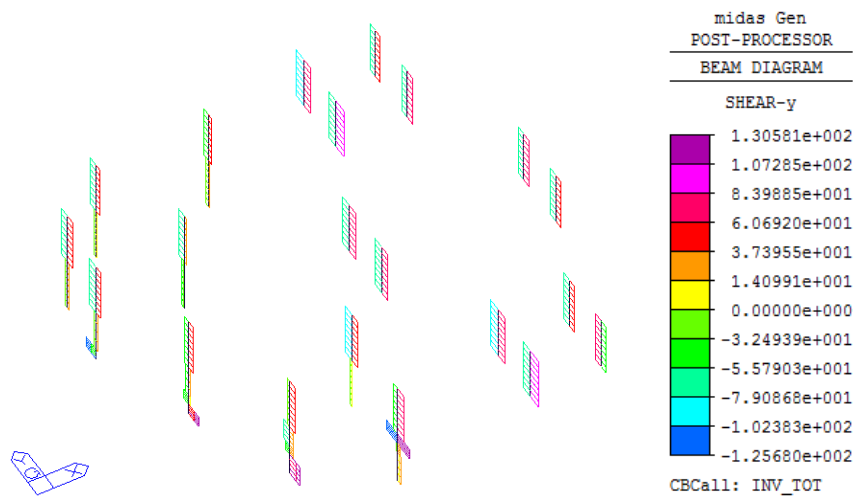


Figura 7.59 - Involuppo totale dei tagli in direzione y – Pilastro n°2 – kN

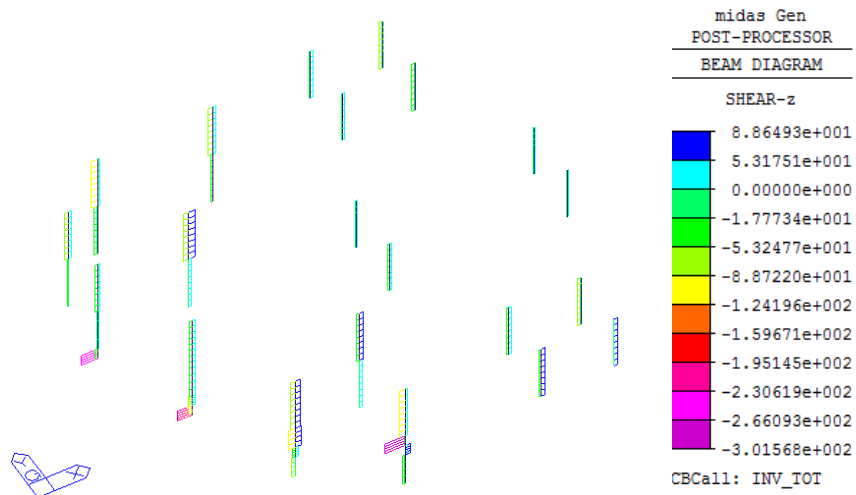


Figura 7.60 - Involuppo totale dei tagli in direzione z – Pilastro n°2 – kN

3 - Piani intermedi - Pilastrini $\Phi 430$, $l=326$ cm

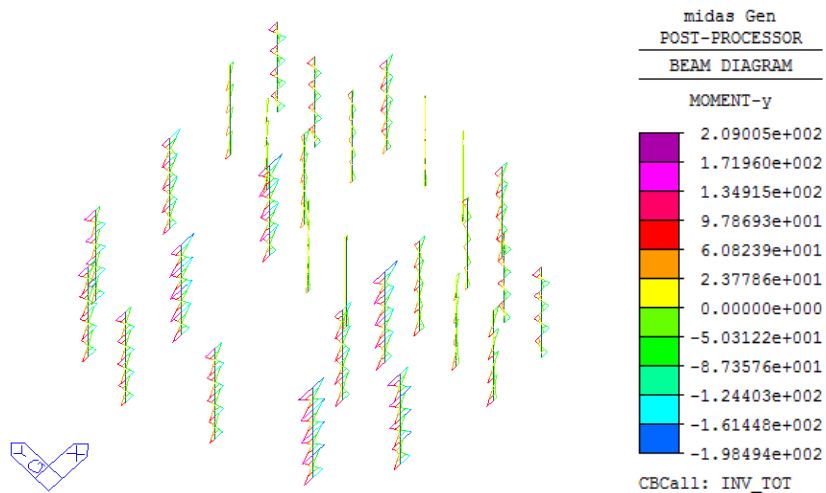


Figura 7.61 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione y – Pilastro n°3 – kNm

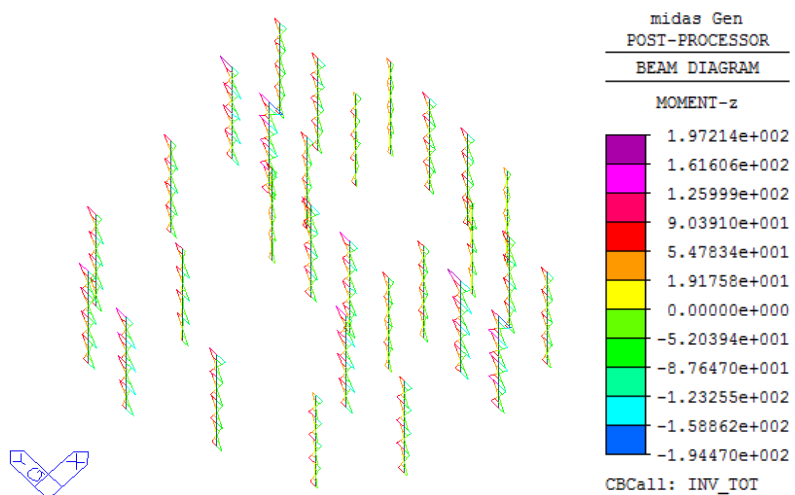


Figura 7.62 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione z – Pilastro n°3 – kNm

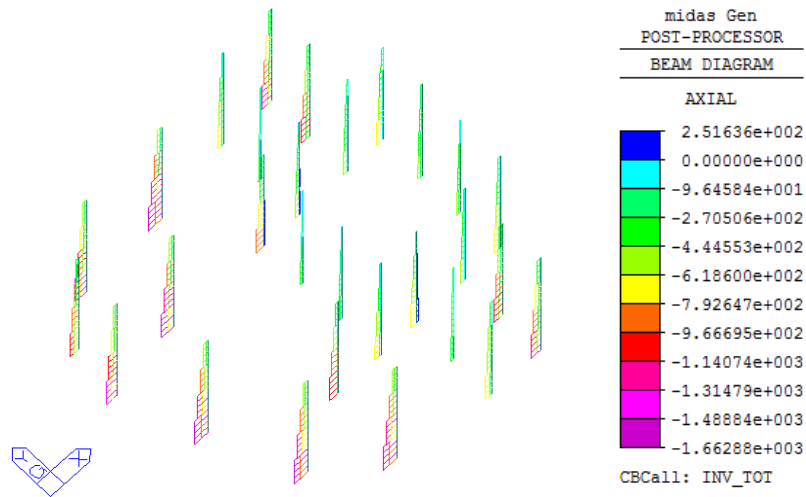


Figura 7.63 - Involuppo totale sforzi assiali –Pilastro n°3 – kN

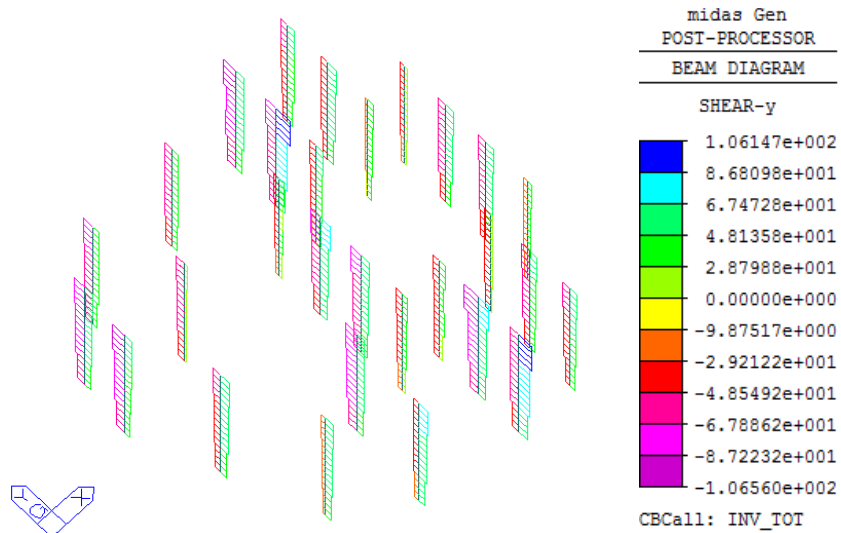


Figura 7.64 - Involuppo totale dei tagli in direzione y – Pilastro n°3 – kN

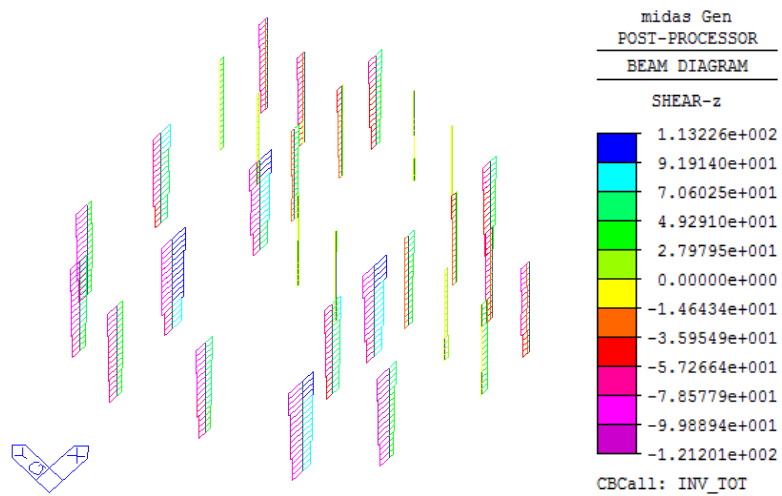


Figura 7.65 - Involuppo totale dei tagli in direzione z – Pilastro n°3 – kN

4 - Piano copertura - Pilastri $\Phi 380$, $l=345\text{cm}$

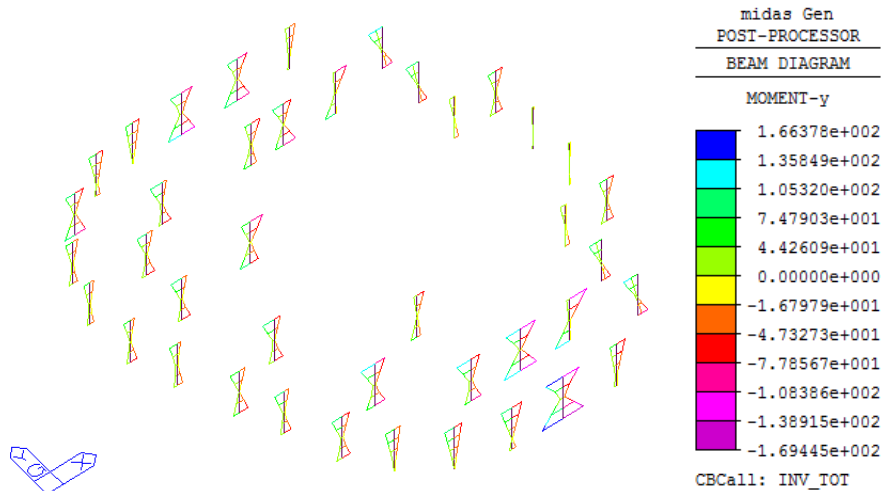


Figura 7.66 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione y – Pilastro n°4 – kNm

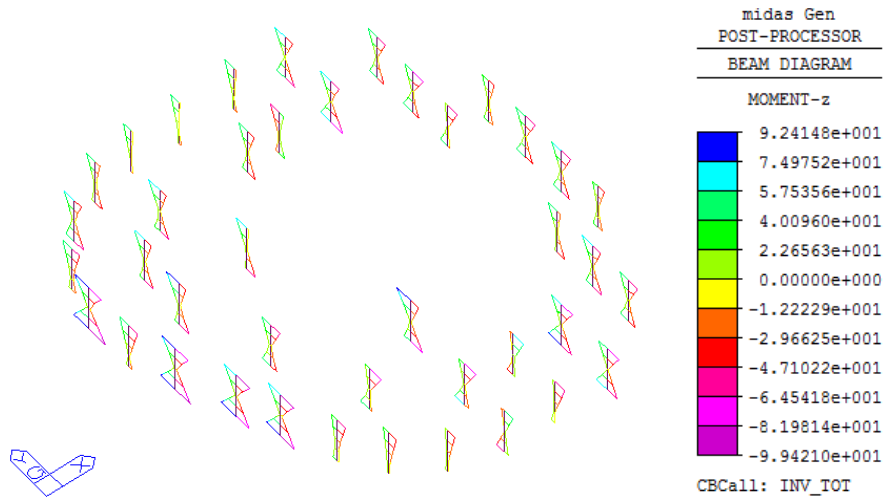


Figura 7.67 - Involuppo totale dei momenti flettenti in direzione z – Pilastro n°4 – kNm

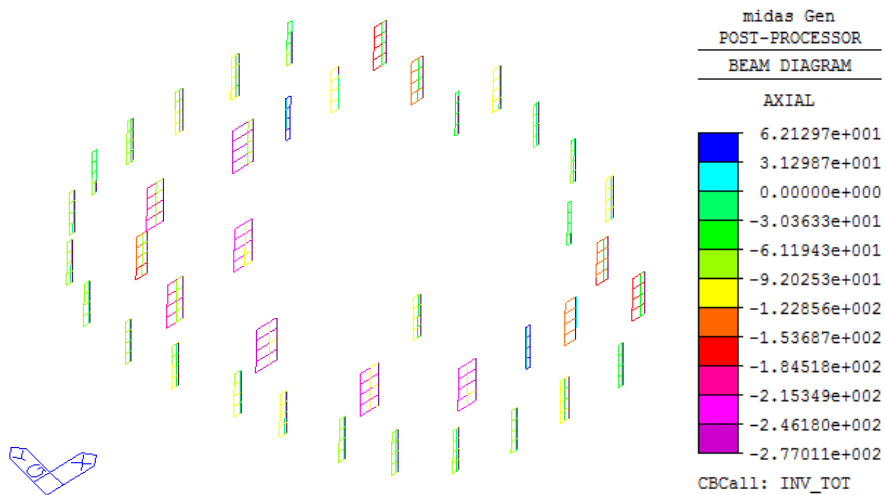


Figura 7.68 - Involuppo totale sforzi assiali – Pilastro n°4 – kN

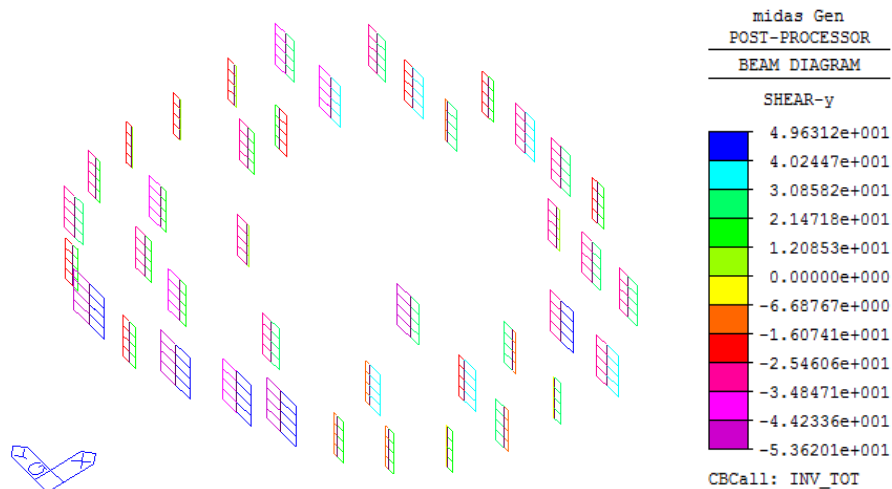


Figura 7.69 - Involuppo totale dei tagli in direzione y – Pilastro n°4 – kN

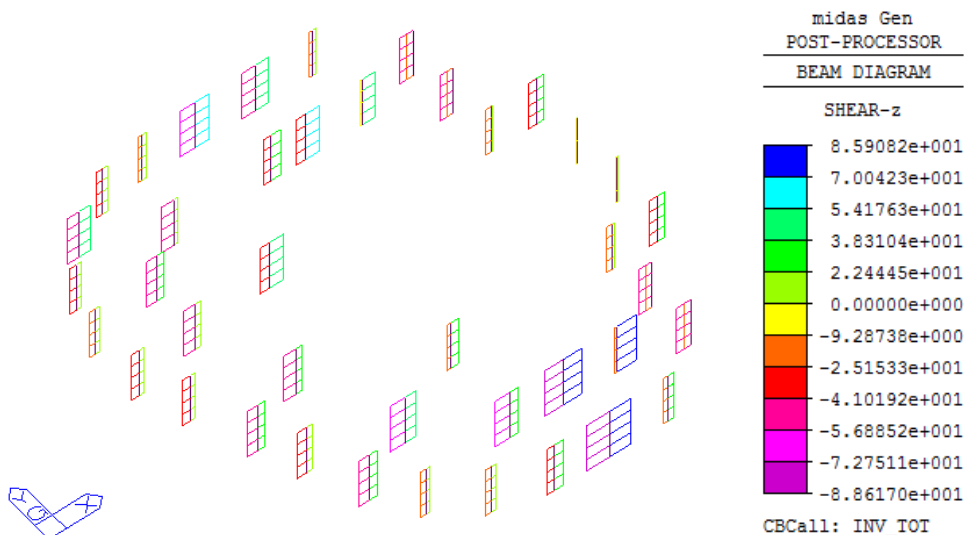


Figura 7.70 - Involuppo totale dei tagli in direzione z – Pilastro n°4 – kN

7.4.1 Verifica a sforzo assiale

Nel seguente paragrafo sarà esposto il metodo di progetto semplificato proposto dalla normativa italiana DM 14/01/08 (cap.4.3.5) per la verifica a sforzo assiale di colonne composte acciaio-calcestruzzo.

Lo scopo e il campo di applicazione di questo metodo semplificato è limitato a membrature con sezioni trasversali doppiamente simmetriche ed uniformi per tutta la lunghezza della membratura con sezioni di acciaio laminate a caldo sagomate a freddo o saldate. Il metodo semplificato non è applicabile se la componente di acciaio strutturale è costituita da due o più sezioni non collegate. Si raccomanda che la snellezza adimensionale λ soddisfi la seguente condizione: $\lambda \leq 2,0$.

Resistenza delle sezioni:

La resistenza plastica della sezione composta a sforzo normale può essere valutata con il valore di resistenza riportato nella tabella 7.24.

n° progressivo	N_{Ed} [kN]	N_{pl,Rd} [kN]	FS
1	2764,2	10365,1	0,27
2	2362,2	10365,1	0,23
3	1662,9	7997,0	0,21
4	277	6694,5	0,04

Tabella 7.24 Resistenza a compressione delle sezioni

N_{Ed}: sollecitazioni assiali sui pilastri in combo SLU

N_{pl,Rd}: resistenza plastica della sezione composta

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{tub} \cdot f_{yk,S355}}{\gamma_{S355}} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{s,barre} \cdot f_{yk,B450C}}{\gamma_{S355}}$$

FS : fattore di sicurezza

$$FS = \frac{N_{ED}}{N_{pl,Rd}}$$

La resistenza all'instabilità della colonna composta può essere valutata con il valore di resistenza riportato nella tabella 7.25.

PILASTRO	ρ_s	α	φ	χ	N_{Ed} [kN]	N_{b,Rd} [kN]	FS
1	0,023	0,21	0,644	0,93	2764,2	9648,06	0,29
2	0,023	0,21	0,542	0,99	2362,2	10216,92	0,23
3	0,019	0,21	0,560	0,97	1662,9	7797,06	0,21
4	0,020	0,21	0,588	0,96	277	6425,33	0,04

Tabella 7.25 Resistenza all'instabilità delle colonne compresse

ρ_s: rapporto d'armatura A_s/A_c

α: fattore di imperfezione

se ρ_s < 0,03 α = 0,21

se 0,03 < ρ_s < 0,06 α = 0,34

se $\rho_s > 0,06$ $\alpha = 0,49$

ϕ : parametro funzione della snellezza

$$\phi = \frac{1}{2}(1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

χ : coefficiente di riduzione

$$\chi = \min\left(1; \frac{1}{\phi\sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}\right)$$

$N_{b,Rd}$: resistenza all'instabilità della sezione composta

$$N_{b,Rd} = N_{pl,Rd} \cdot \chi$$

Dalle tabelle 7.24 e 7.25 le verifiche a sforzo assiale risultano soddisfatte per tutti i pilastri in esame.

7.4.2 Verifica a presso-flessione

La pressoflessione è una sollecitazione composta caratterizzata dalla contemporanea presenza, nella generica sezione, di compressione (N) e momento flettente (M).

Tale stato di sollecitazione è generalmente presente nei pilastri in cemento armato anche per il solo effetto dei carichi verticali agenti sulle travi, in virtù della continuità strutturale che solitamente caratterizza i nodi trave-colonna delle strutture intelaiate in c.a.

La verifica a pressoflessione di una sezione si esegue controllando, nel caso più generale, che il punto di coordinate (N_{Ed} ; M_{Ed}) risulti interno al dominio di rottura della sezione, ossia al luogo geometrico descritto, in un piano M-N, dalle coppie di sollecitazioni M e N che portano la sezione in condizioni ultime.

Il dominio M-N di una sezione rettangolare in c.a. non è mai simmetrico rispetto all'asse M, mentre lo è rispetto all'asse N nel caso di armatura simmetrica

In questo elaborato le verifiche a presso-flessione vengono effettuate in modo grafico mediante il dominio resistente dei vari pilastri, dove tale dominio viene definito da soli quattro punti così descritti:

- Punto A – Sezione completamente compressa

In questo caso si ipotizza una posizione dell'asse neutro a $y \Rightarrow +\infty$ e, quindi, la sezione risulta completamente compressa.

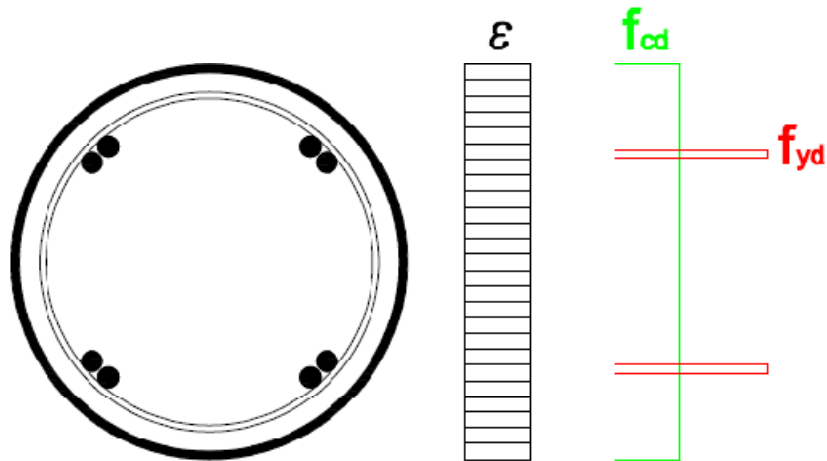


Fig. 7.71 Diagramma delle deformazioni e tensioni nel punto A

Ipotizzando i materiali in condizioni ultime si hanno i seguenti valori dello sforzo normale e del momento resistente:

$$N_{Rd}^A = A_c \cdot f_{cd} + A_{s,S355} \cdot f_{yd} + A_{s,B450C} \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rd}^A = 0$$

- Punto D – Asse neutro baricentrico

Nel punto D, essendo l'asse neutro baricentrico ($y = d / 2$), la sezione risulta metà tesa metà compressa quindi lo sforzo normale ed il momento risultano:

$$N_{Rd}^D = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_{Rd}^D = \frac{W_{pl,c}}{2} \cdot f_{cd} + W_{s,pl} \cdot f_{yd,S355} + W_{s,pl} \cdot f_{yd,B450C}$$

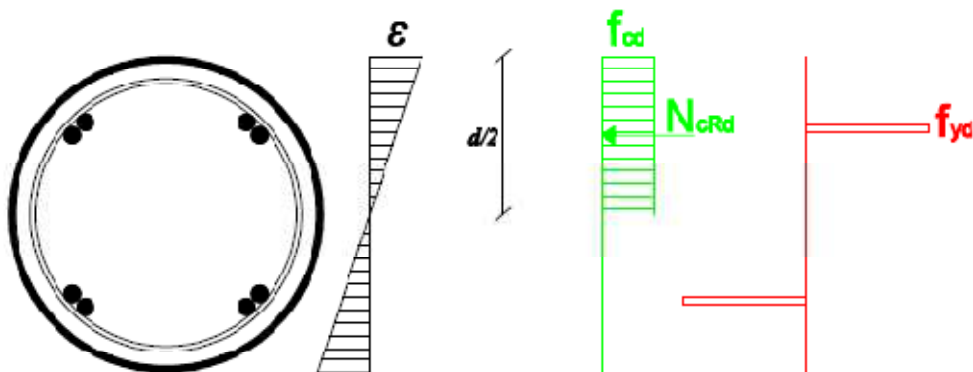


Fig. 7.72 Diagramma delle deformazioni e tensioni nel punto D

- Punto B - Sezione in pura flessione

In questo caso l'asse neutro viene alzato, a partire dalla posizione baricentrica, di una quantità Δy fino a che lo sforzo normale resistente si annulla e quindi la sezione è inflessa.

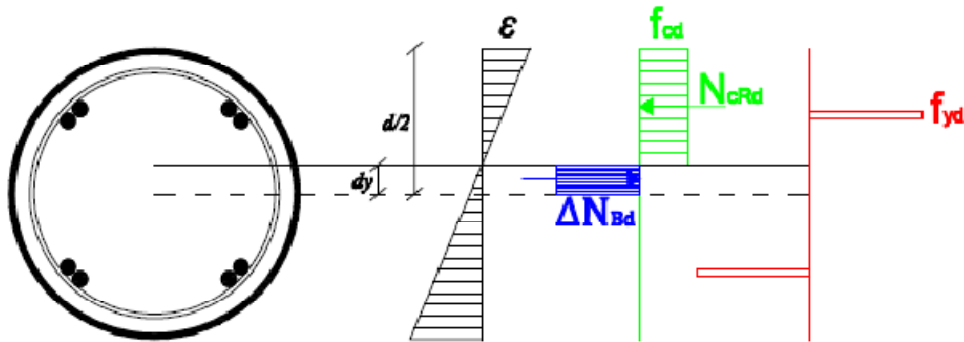


Fig. 7.73 Diagramma delle deformazioni e tensioni nel punto B

Dall'equilibrio alla traslazione si trova che l'asse neutro deve essere alzato di una quantità:

$$\Delta y = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{2 \cdot [2 \cdot f_{yd,S355} \cdot t_{S355} + (d_{est} - t_{S355}) \cdot f_{cd}]}$$

La variazione di sforzo normale risultante tra il punto D e il punto B vale

$$\Delta N_{Bd} = 2 \cdot f_{yd,S355} \cdot \Delta y \cdot t_{S355}$$

Lo sforzo normale ed il momento quindi risultano:

$$N_{Rd}^B = 0$$

$$M_{Rd}^B = M_{Rd}^D - \frac{N_{Rd}^D}{2} \cdot \Delta y$$

- Punto C – Sezione con momento resistente doppio del caso di pura flessione

In questo caso l'asse neutro viene abbassato, a partire dalla posizione baricentrica, della quantità Δy precedentemente definita.

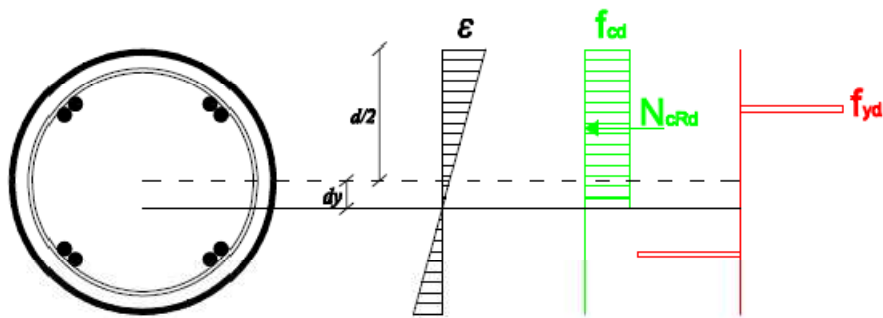


Fig. 7.74 Diagramma delle deformazioni e tensioni nel punto C

Lo sforzo normale ed il momento risultano:

$$N_{Rd}^C = 2 \cdot N_{Rd}^D$$

$$M_{Rd}^C = M_{Rd}^B$$

Ricapitolando, i punti del dominio sono

PILASTRO	N_{Rd}^A [kN]	M_{Rd}^A [kNm]
1	10365,1	0,00
2	10365,1	0,00
3	7997,0	0,00
4	6694,5	0,00

Tabella 7.26 Coordinate delle coppie M-N del punto A del dominio

PILASTRO	$W_{pl,c}$ [cm ³]	$W_{s,pl}$ [cm ³]	$W_{y,pl}$ [cm ³]	N_{Rd}^D [kN]	M_{Rd}^D [kNm]
1	18457,49	456,84	2347,93	1486,9	1124,2
2	18457,49	456,84	2347,93	1486,9	1124,2
3	11502,72	231,70	1719,52	1084,8	766,5
4	7786,75	165,45	1330,49	836,4	578,6

Tabella 7.27 Coordinate delle coppie M-N del punto D del dominio

PILASTRO	N_{Rd}^B [kN]	M_{Rd}^B [kNm]
1	0,00	1038,00
2	0,00	1038,00
3	0,00	691,50
4	0,00	552,90

Tabella 7.28 Coordinate delle coppie M-N del punto B del dominio

PILASTRO	N_{Rd}^C [kN]	M_{Rd}^C [kNm]
1	2973,71	1038,00
2	2973,71	1038,00
3	2169,62	691,50
4	1672,71	552,90

Tabella 7.29 Coordinate delle coppie M-N del punto C del dominio

Si riporta il diagramma del dominio di resistenza, calcolato con il metodo semplificato visto.

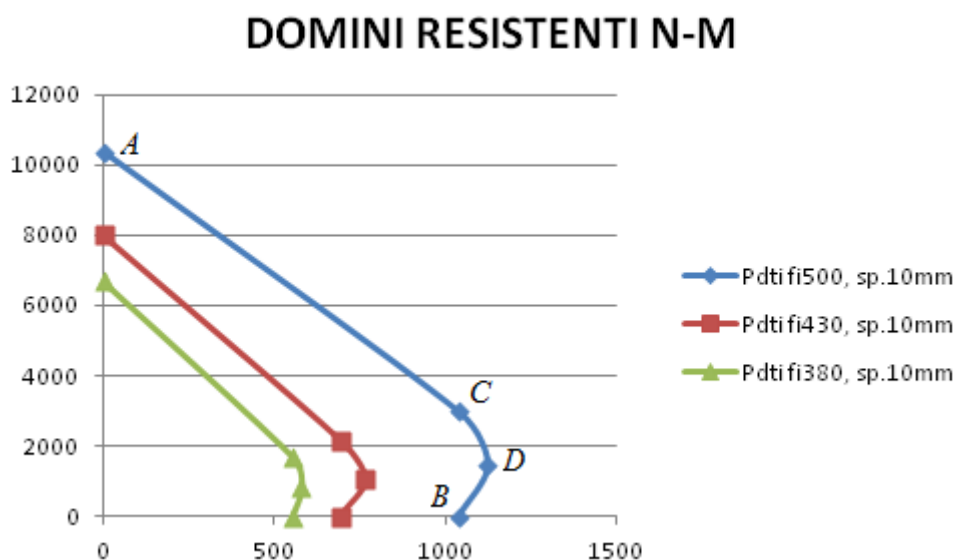


Fig.7.75 Domini resistenti M-N per le quattro tipologie di pilastri

Le verifiche a presso-flessione sono impostate nel seguente modo:

- Verifiche per momenti sollecitanti agenti in direzione y, queste vengono effettuate con il massimo valore sollecitante in y;
- Verifiche per momenti sollecitanti agenti in direzione z queste vengono effettuate con il massimo valore sollecitante in z;
- Verifiche a presso-flessione deviata, la prima verifica viene effettuata con il valore massimo di M_y ed il corrispondente valore di M_z , la seconda verifica viene effettuata con il valore massimo di M_z ed il corrispondente valore di M_y .

Con riferimento alle sezioni presso inflesse la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq \frac{M_{Ed}}{\alpha_M}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

α_M è un coefficiente che tiene conto dei difetti di rettilineità della colonna

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a :

$$0,05h \geq 20\text{mm (con } h \text{ altezza della sezione).}$$

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma:

$$\left(\frac{M_{E,yd}}{M_{R,yd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{E,zd}}{M_{R,zd}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove

$M_{E,yd}$, $M_{E,zd}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z ;

$M_{R,yd}$, $M_{R,zd}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z .

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{N_{Rcd}}$$

$$\omega_t = \frac{A_t \cdot f_{yd}}{N_{Rcd}}$$

con $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente $\alpha = 1$.

- Verifica a presso-flessione retta

1° verifica per M_y

n°	M_{Ed} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	β	N_{Ed} [kN]	N_{cr} [kN]	k	$M_{ed,II}$ [kNm]	$M_{ed,ger}$ [kNm]
1	52,8	52,8	-10,7	0,44	1310,3	51030	1,00	52,80	204,71
2	205,6	205,6	69,2	1,97	1554,9	167242	1,99	408,27	279,95
3	209	209	98,9	1,59	361,23	92833	1,60	333,57	298,49
4	169,4	169,4	-53,14	0,44	100,95	53699	1,00	169,40	275,06

Tabella 7.30 Calcolo valori sollecitanti M,N

M_{Ed} : momento sollecitante di progetto

M_{max} : momento sollecitante massimo

M_{min} : momento sollecitante minimo

β : coefficiente di momento equivalente

$$\beta = \max \left[0,44; 0,66 + 0,44 \cdot \left(\frac{M_{max}}{M_{min}} \right) \right]$$

N_{Ed} : sforzo assiale di progetto

N_{cr} : sforzo normale critico elastico

k : coefficiente che tiene conto degli effetti del secondo ordine

$$k = \max \left(1; \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \right)$$

$M_{ed,II}$: momento sollecitante effetti secondo ordine

$$M_{ed,II} = M_{Ed} \cdot k$$

$M_{ed,ger}$: momento sollecitante gerarchie delle resistenze

Seguendo il principio della “gerarchia delle resistenze”, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo. Tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell’azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} :

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD “A” e $1,10$ per le strutture in CD “B”,

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

PILASTRO	M_{Sd} [kNm]	N_{ed} [kN]	M_{Sd}/α_M [kNm]
1	204,71	1310,30	227,46
2	408,27	1554,90	453,63
3	333,57	361,23	370,64
4	275,06	100,95	305,62

Tabella 7.31 Coppie M,N sollecitanti da verificare

Per acciaio di classe inclusa tra l'S235 e l'S355, si raccomanda di assumere il coefficiente α_M pari a 0,9.

1° verifica per M_z

n°	M_{Ed} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	β	N_{Ed} [kN]	N_{cr} [kN]	k	$M_{ed,II}$ [kNm]	$M_{ed,ger}$ [kNm]
1	19,85	19,85	1,59	6,15	1310,3	51030	6,32	125,36	204,71
2	85,99	85,99	-41,95	0,44	1554,9	167242	1,00	85,99	279,95
3	60,13	60,13	15,51	2,37	361,23	92833	2,38	142,81	298,49
4	26,67	26,67	-1,01	0,44	100,95	53699	1,00	26,67	275,06

Tabella 7.32 Calcolo valori sollecitanti M,N

n°	M_{Sd} [kNm]	N_{ed} [kN]	M_{Sd}/α_M [kNm]
1	204,71	1310,30	227,46
2	279,95	1554,90	311,06
3	298,49	361,23	331,65
4	275,06	100,95	305,62

Tabella 7.33 Coppie M,N sollecitanti da verificare

2° verifica per M_y

n°	M_{Ed} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	β	N_{Ed} [kN]	N_{cr} [kN]	k	$M_{ed,II}$ [kNm]	$M_{ed,ger}$ [kNm]
1	14,26	14,26	-4,81	0,44	1526,4	51030	1,00	14,26	204,71
2	125,86	125,86	86,95	1,30	390,01	167242	1,30	163,61	279,95
3	30,25	30,25	-4,25	0,44	24,39	92833	1,00	30,25	298,49
4	21,87	21,87	21,22	1,11	73,79	53699	1,12	24,39	275,06

Tabella 7.34 Calcolo valori sollecitanti M,N

PILASTRO	M_{Sd} [kNm]	N_{ed} [kN]	M_{Sd}/α_M [kNm]
1	204,71	1526,40	227,46
2	279,95	390,01	311,06
3	298,49	24,39	331,65
4	275,06	73,79	305,62

Tabella 7.35 Coppie M,N sollecitanti da verificare

2° verifica per M_z

n°	M_{Ed} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	β	N_{Ed} [kN]	N_{cr} [kN]	k	$M_{ed,II}$ [kNm]	$M_{ed,ger}$ [kNm]
1	45,3	45,3	-7,37	0,44	1526,4	51030	1,00	45,30	204,71
2	185,9	185,9	82,97	1,65	390,01	167242	1,65	306,68	279,95
3	197,2	197,2	73,61	1,84	24,39	92833	1,84	362,70	298,49
4	99,4	99,4	42,94	1,68	73,79	53699	1,68	167,08	275,06

Tabella 7.36 Calcolo valori sollecitanti M,N

PILASTRO	M_{Sd} [kNm]	N_{ed} [kN]	M_{Sd}/α_M [kNm]
1	204,71	1526,40	227,46
2	306,68	390,01	340,75
3	362,70	24,39	403,00
4	275,06	73,79	305,62

Tabella 7.37 Coppie M,N sollecitanti da verificare

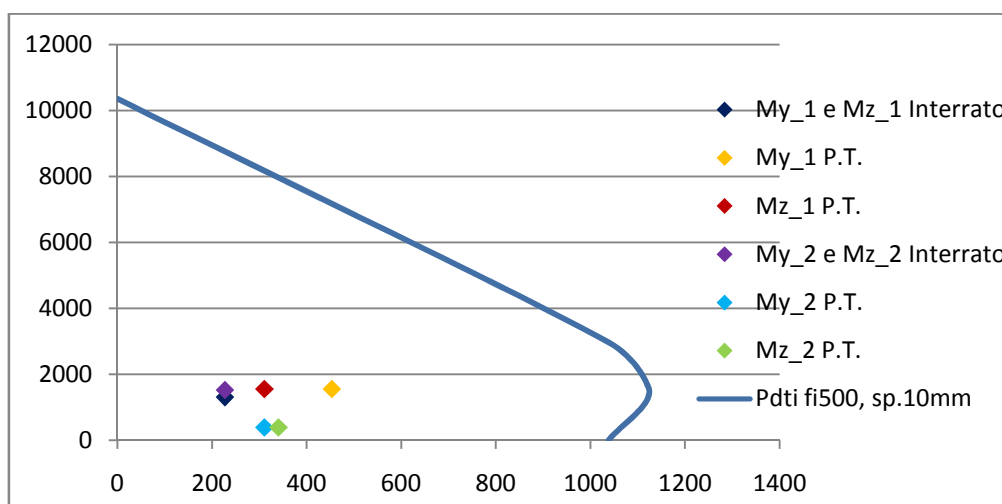


Figura 7.76 - Verifiche presso-flessione retta - PILASTRI 1 e 2

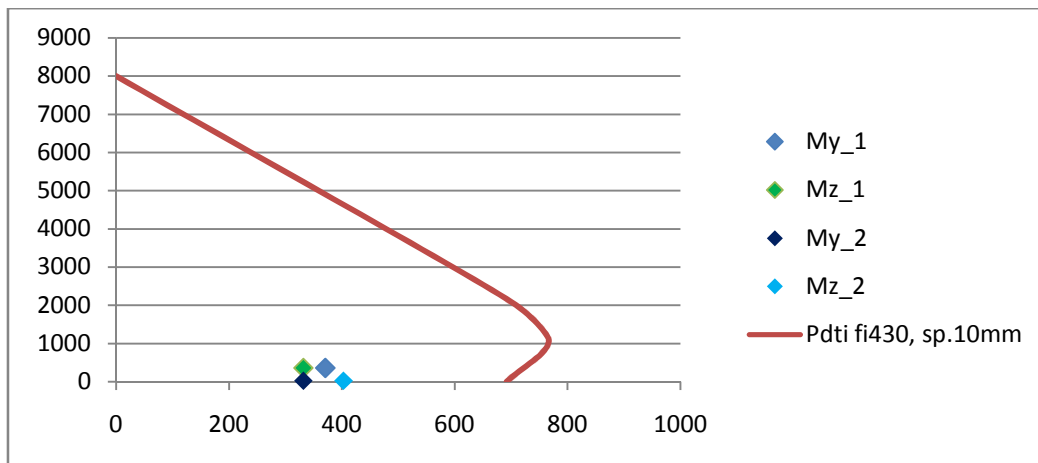


Figura 7.77 - Verifiche presso-flessione retta - PILASTRO 3

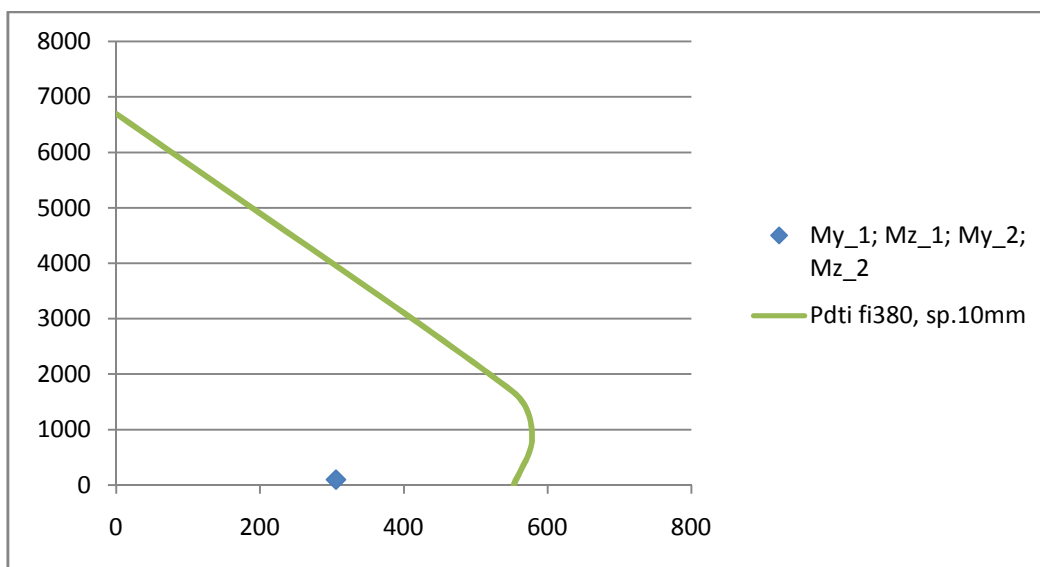


Figura 7.78 - Verifiche presso-flessione retta - PILASTRO 4

Per la verifica a presso-flessione retta in tutti i pilastri le coppie M-N sollecitanti ricadono all'interno del dominio di resistenza quindi le verifiche risultano soddisfatte.

- Verifica a presso-flessione deviata

PILASTRO	$M_{sd,y}$ [kNm]	$M_{sd,z}$ [kNm]	$M_{sd,tot}$ [kNm]	N_{ed} [kN]
1	204,71	204,71	409,42	1310,30
1	204,71	204,71	409,42	1526,40
2	408,27	279,95	688,22	1554,90
2	279,95	306,68	586,63	390,01
3	333,57	298,49	632,06	361,23
3	298,49	362,70	661,18	24,39
4	275,06	275,06	550,11	100,95
4	275,06	275,06	550,11	73,79

Tabella 7.38 Coppie M,N sollecitanti da verificare

$M_{sd,y}$: momento sollecitante in direzione y

$M_{sd,z}$: momento sollecitante in direzione z

$M_{sd,tot}$: momento sollecitante totale

N_{ed} : sforzo assiale di progetto

Nel caso in cui la colonna sia soggetta a sollecitazioni di presso-flessione deviata, la verifica della colonna composta è condotta calcolando i coefficienti μ_{dy} e μ_{dz} indipendentemente per i due piani di flessione della colonne, e controllando che

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

dove $M_{pl,y,Rd}$ ed $M_{pl,z,Rd}$ sono i momenti resistenti plastici rispetto ai due piani di flessione, mentre $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono i momenti sollecitanti derivanti dall'analisi strutturale, incrementati per tenere conto dei fenomeni del II ordine,

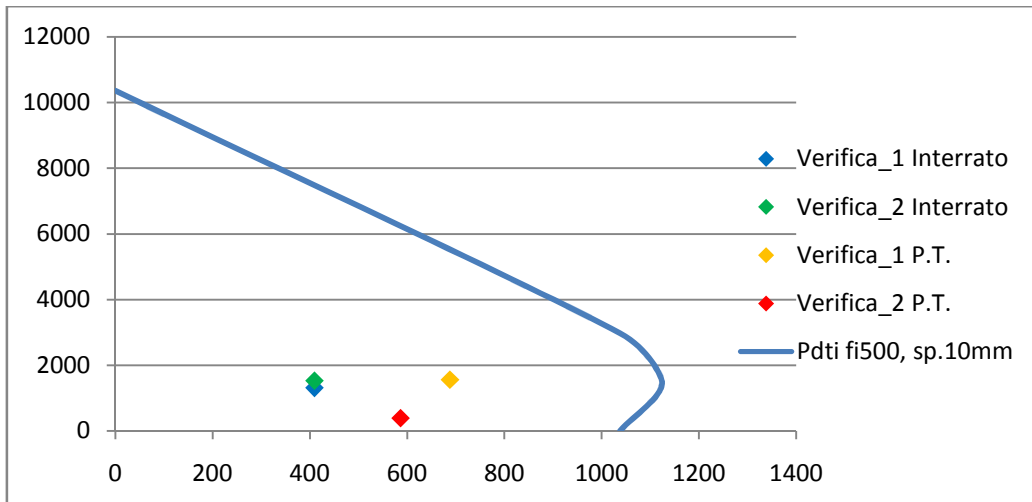


Figura 7.79 - Verifiche presso-flessione deviata - PILASTRI 1 e 2

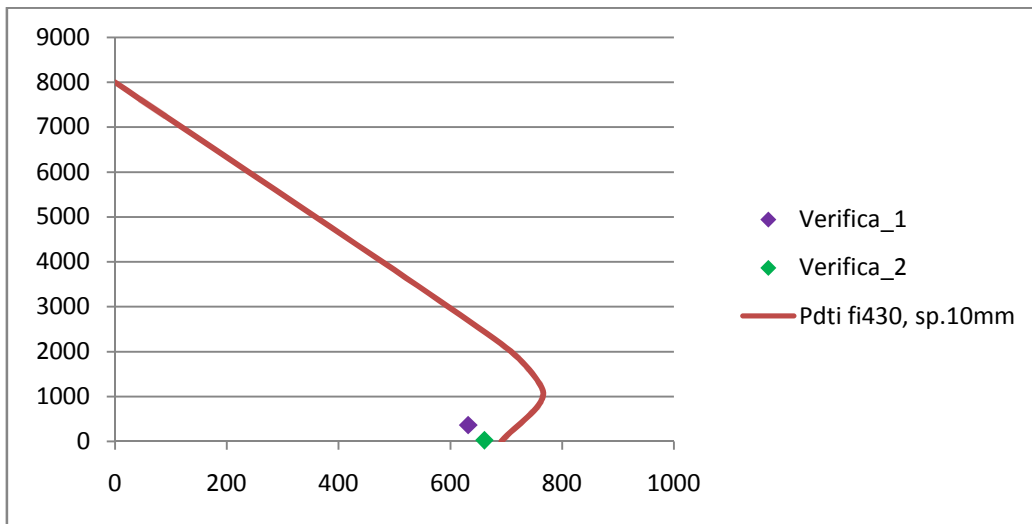


Figura 7.80 - Verifiche presso-flessione deviata – PILASTRO 3

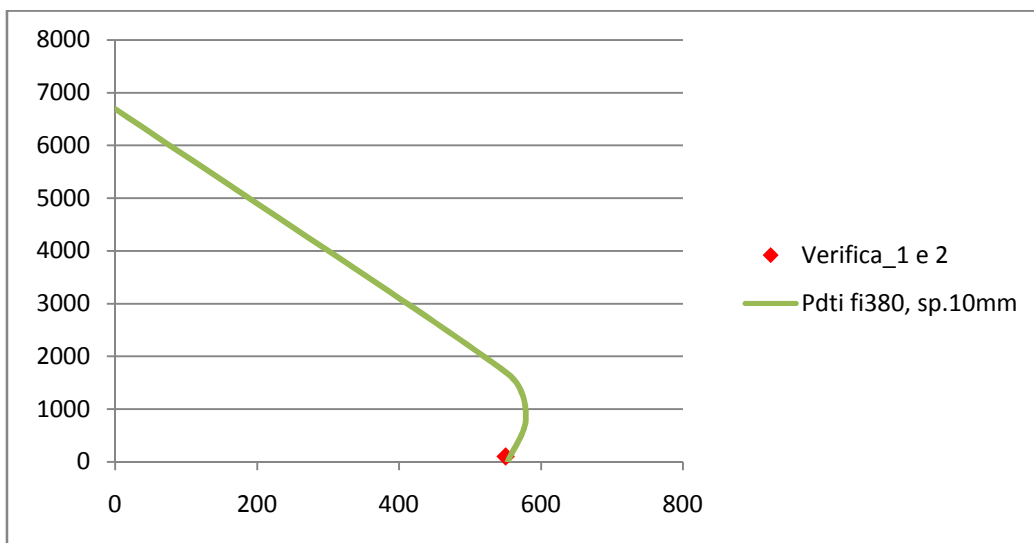


Figura 7.81 -Verifiche presso-flessione deviata – PILASTRO 4

Per la verifica a presso-flessione deviata in tutti i pilastri le coppie M-N sollecitanti ricadono all'interno del dominio di resistenza quindi le verifiche risultano soddisfatte.

7.4.3 Verifica a taglio

In questo caso si affida tutta la sollecitazione alla camicia di acciaio esterna. La normativa vigente lo consente purché la sollecitazione non ecceda il 50% della resistenza del solo acciaio.

PILASTRO	A_{tub} [cm ²]	A_v [cm ²]	$V_{a,Rd}$ [kN]
1	153,94	98,0	1912,95
2	153,94	98,0	1912,95
3	131,95	84,0	1639,67
4	116,24	74,0	1444,48

Tabella 7.39 Valori di resistenza a taglio

A_{tub} : area lorda della sezione del profilo

A_v : area resistente a taglio

$$A_v = \frac{2 \cdot A_{tub}}{\pi}$$

$V_{a,Rd}$: resistenza di calcolo a taglio

$$V_{a,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd,S355}}{\sqrt{3}}$$

n°	$M_{Rd,max}$ [kNm]	$V_{Ed,gerarchia}$ [kN]	$V_{Ed,analisi,1}$ [kN]	$V_{Ed,analisi,2}$ [kN]	$V_{Ed,analisi}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
1	1124,2	405,13	12,1	13,3	18,0	405,13
2	1124,2	702,65	130,6	301,6	328,7	702,65
3	766,5	470,27	106,6	121,2	161,4	470,27
4	578,6	335,39	53,6	88,6	103,6	335,39

Tabella 7.40 Valori sollecitanti a taglio

$M_{Rd,max}$: momento resistente massimo gerarchie delle resistenze

$V_{Ed,gerarchia}$: taglio sollecitante gerarchie delle resistenze

$$V_{Ed,gerarchia} = 2 \cdot \frac{M_{Rd,max}}{H_{interpiano}}$$

$V_{Ed,analisi,1}$: taglio sollecitante in direzione y

$V_{Ed,analisi,2}$: taglio sollecitante in direzione z

$V_{Ed,analisi}$: taglio totale delle analisi

$$V_{Ed,analisi} = \sqrt{V_{Ed,analisi,1}^2 + V_{Ed,analisi,2}^2}$$

Il taglio sollecitante delle analisi deriva da una quadratura dei tagli nelle due direzioni ortogonali, dalle immagini riportate si vede che i valori massimi nelle due direzioni sono composti con la radice della somma dei quadrati per ottenere un unico valore sollecitante.

V_{Ed} : taglio sollecitante di progetto

$$V_{Ed} = \max(V_{Rd,gerarchie}; V_{Ed,analisi})$$

PILASTRO	$V_{a,Rd}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	FS
1	1912,95	405,13	0,21
2	1912,95	702,65	0,37
3	1639,67	470,27	0,29
4	1444,48	335,39	0,23

Tabella 7.41 Verifica di resistenza a taglio

Il limite di FS è a 0.5 dato che affido tutto al profilo d'acciaio. In più si considera una staffatura interna da minimo normativa (4.1.6.1.2 limite statico per i pilastri in c.a.) \varnothing 8/25".

Le verifiche a taglio dei pilastri risultano tutte verificate.

8. CASO DI STUDIO: VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

8.1 Valutazione campi termici delle sezioni

Nel seguente paragrafo si descrive la procedura per la simulazione in Straus7 del comportamento al fuoco di sezioni generiche. Vengono descritte le procedure di modellazione della sezione, l'inserimento dei parametri di non linearità delle grandezze termiche relative alla conducibilità, calore specifico e delle condizioni al contorno. Lo svolgimento delle analisi viene suddiviso nei seguenti punti:

- Importazione di una sezione generica da formato CAD e la generazione automatica della mesh tramite il meshatore 2D di Straus7. Nella generazione del modello viene posta attenzione all'inserimento di materiali diversi con mutuo scambio termico.
- L'inserimento delle condizioni al contorno. Vengono definiti i parametri necessari a descrivere uno scambio termico di tipo convettivo con l'ambiente soggetto ad una temperatura crescente secondo la rampa ISO.
- La determinazione delle proprietà termiche dei materiali anche in relazione alla loro dipendenza dalla temperatura.
- Il settaggio dei parametri del solutore. Vengono introdotti i parametri che permettono una soluzione nel transitorio non lineare relativamente al problema allo studio.

8.1.1 Importazione di una sezione generica da formato CAD

Il primo passo consta nella creazione di un modello ad elementi finiti della sezione trasversale. Tale modello potrà essere realizzato in alternativa:

- Tramite la creazione manuale degli elementi. Straus7 dispone di numerosi strumenti di modellazione per la generazione manuale di modelli ad elementi finiti. In geometrie complesse tale operazione potrebbe richiedere però un tempo di esecuzione non breve.
- Tramite una generazione automatica della mesh da modello geometrico. Tale operazione viene eseguita in un tempo molto breve oltre a produrre elementi quadrangolari di elevata qualità. Unico prerequisito è la creazione di un modello geometrico della sezione trasversale oggetto di studio.

Nella mia tesi la scelta ricade sull'utilizzo del meshatore automatico. Il modello geometrico viene generato da semplici procedure in AutoCAD quali le seguenti:

1. Creazione di percorsi chiusi di linee per determinare il profilo della sezione trasversale oltre ad eventuali fori interni.
2. Creazioni di entità superficiali tramite il comando "Region".
3. Sottrazione, tramite il comando "Subtract" di regioni di definizione dei fori da quella che indica il profilo esterno della sezione trasversale.
4. Esportazione di un file che possa essere importato in ambiente Straus7. Vi sono due modalità per far questo. Possono essere creati file IGES oppure file ACIS. Il secondo formato può essere generato da AutoCAD a patto di avere definito in modo opportuno le entità da esportare. A tale proposito è disponibile il comando "Acisout".

La seguente immagine (figura 8.1) mostra un esempio di geometria importata in ambiente Straus7:

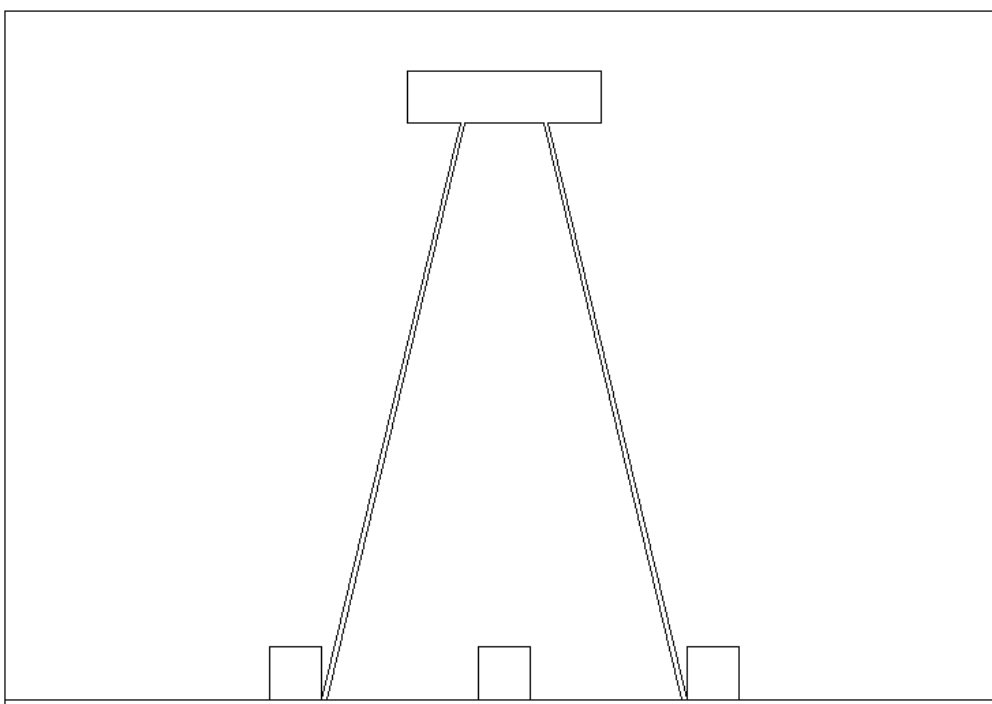


Figura 8.1 - Modello geometrico importato in ambiente Straus7

Successivamente si passa alla generazione automatica della mesh sulle superfici importate. La figura 8. illustra i parametri rilevanti per la generazione suddetta.

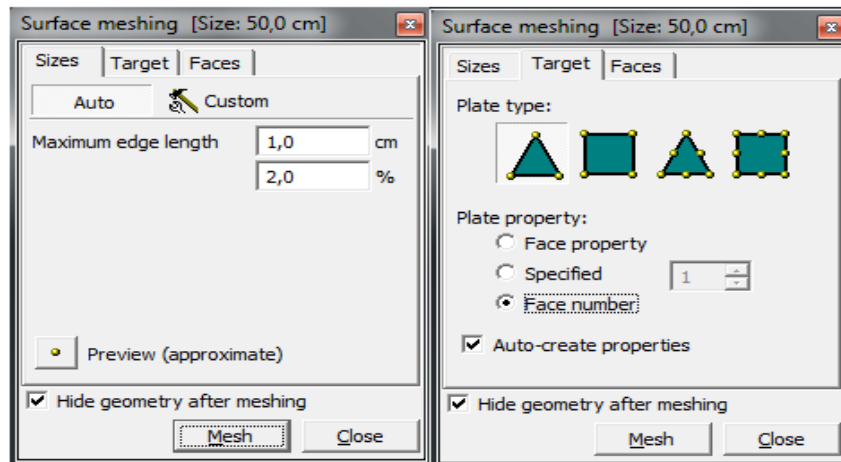


Figura 8.2 - Parametri di generazione automatica di una mesh

Si noti come si può scegliere una dimensione globale massima per gli spigoli degli elementi in relazione alla necessità di accuratezza della soluzione. La parte di destra della figura evidenzia il tipo di elementi scelti oltre alla richiesta di utilizzare proprietà differenti per diverse numerazioni della faccia. Tale opzione consente di generare direttamente delle proprietà distinte per acciaio e cls. Alle due proprietà verranno assegnate successivamente i parametri fisici specificati nella normativa di riferimento. La seguente figura (8.3) illustra la mesh finale ottenuta tramite generazione automatica:

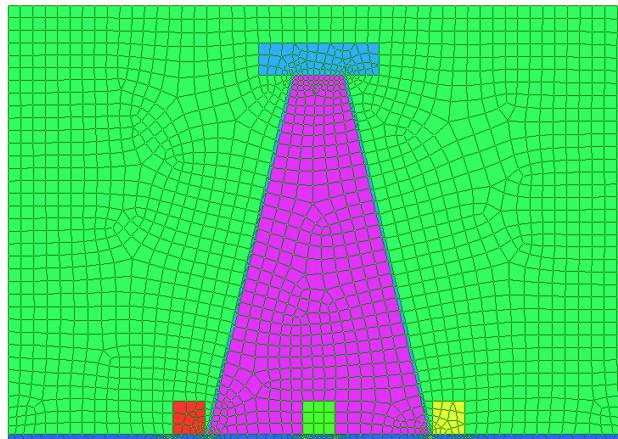


Figura 8.3 - Mesh finale generata con procedura automatica. Si notino le diverse proprietà degli elementi.

8.1.2 Inserimento delle condizioni al contorno

L'inserimento delle condizioni al contorno può essere condotto in diversi modi, nel seguente elaborato gli attributi termici sono applicati agli elementi finiti. Tale modalità è valida specialmente se si utilizza una densità di elementi che viene ritenuta a priori opportuna a descrivere con accuratezza il problema allo studio.

La risoluzione del problema oggetto di studio prevede l'applicazione di condizioni al contorno che caratterizzano lo scambio termico convettivo. Le quantità che occorre specificare sono le seguenti:

- Coefficiente di scambio termico convettivo e per irraggiamento che dipendono dalla temperatura (sarà quindi necessaria un'analisi termica non lineare).
- Temperatura ambiente di scambio termico per convezione e irraggiamento che variano con il tempo (sarà quindi necessario l'utilizzo di una soluzione termica nel transitorio).

La seguente figura (8.4) illustra la definizione delle quantità al contorno con la relativa finestra di dialogo:

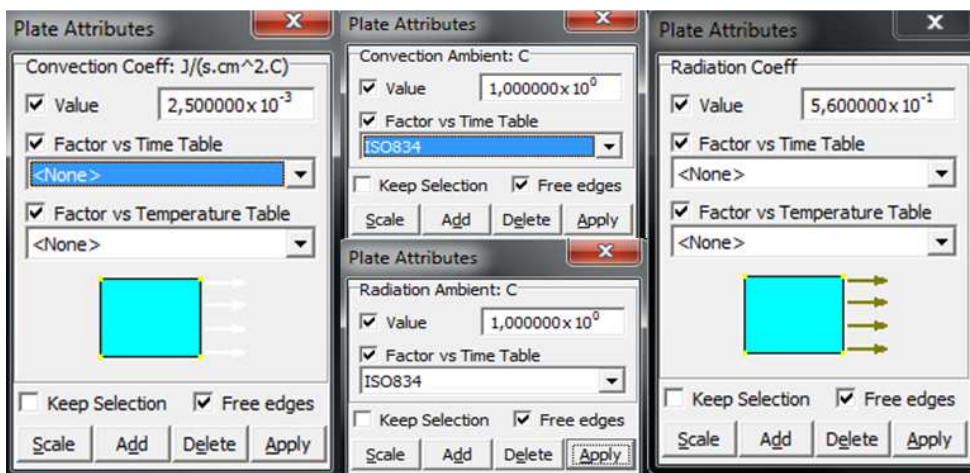


Figura 8.4 - Definizione delle condizioni al contorno di scambio termico convettivo e per irraggiamento

Come si deduce dalla figura, alla temperatura ambiente di scambio termico convettivo e per irraggiamento è stata associata una rampa variabile con il tempo (ISO834), fornita nella normativa di riferimento. La figura 8.5 illustra l'andamento scelto nella presente analisi.

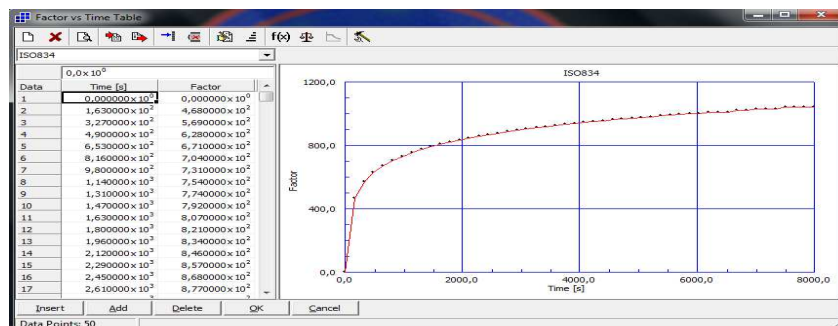


Figura 8.5 - Definizione della curva tempo-temperatura (ISO834)

8.1.3 Definizione delle proprietà termiche dei materiali

In relazione alla definizione delle proprietà termiche dei materiali, occorre definire le grandezze che possano rappresentare il comportamento termico nel transitorio dei materiali che compongono le travi e pilastri oggetto di studio. Tre sono le grandezze che occorre definire:

- La conducibilità termica. Per essa si vuole inoltre specificare una variazione con la temperatura.
- Il calore specifico. Questa è una proprietà tipica per la descrizione del comportamento termico nel tempo. Anche per questa grandezza è necessario specificare un preciso andamento temporale.
- La densità. Assieme al calore specifico definisce le proprietà di avvezione nel termico transitorio.

La seguente figura (fig.8.6) illustra, la tabella di variazione del calore specifico e della conducibilità termica, sia dell'acciaio che del calcestruzzo, con la temperatura.

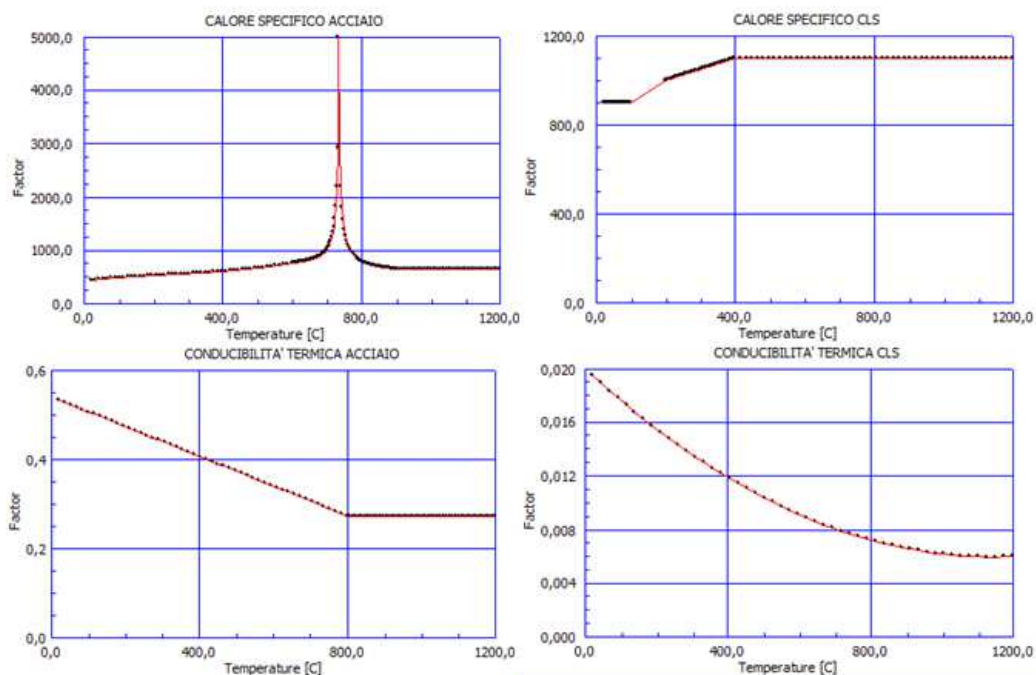


Figura 8.6 - Curve delle proprietà termiche acciaio e cls

Nella sezione "Table" della finestra di dialogo per la definizione dei materiali (figura 8.7) è possibile assegnare le tabelle in relazione alla variazione delle suddette grandezze con la temperatura od il tempo.

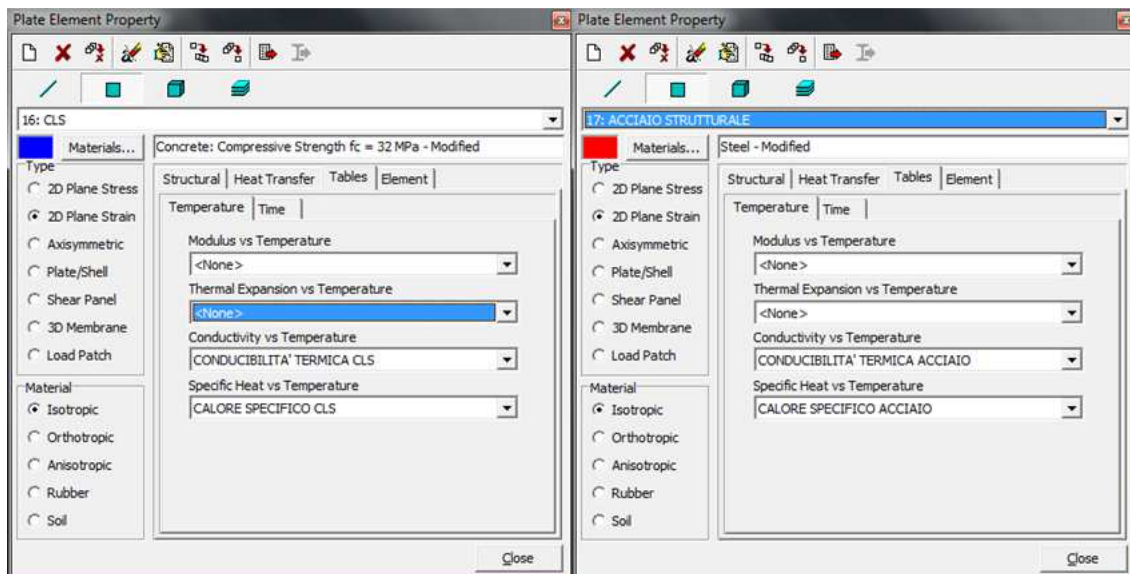


Figura 8.7 - Definizione della variabilità delle proprietà termiche con temperatura o tempo

8.1.4 Settaggio dei parametri del solutore

Prima del lancio della soluzione è necessario impostare alcune quantità del solutore termico nel transitorio

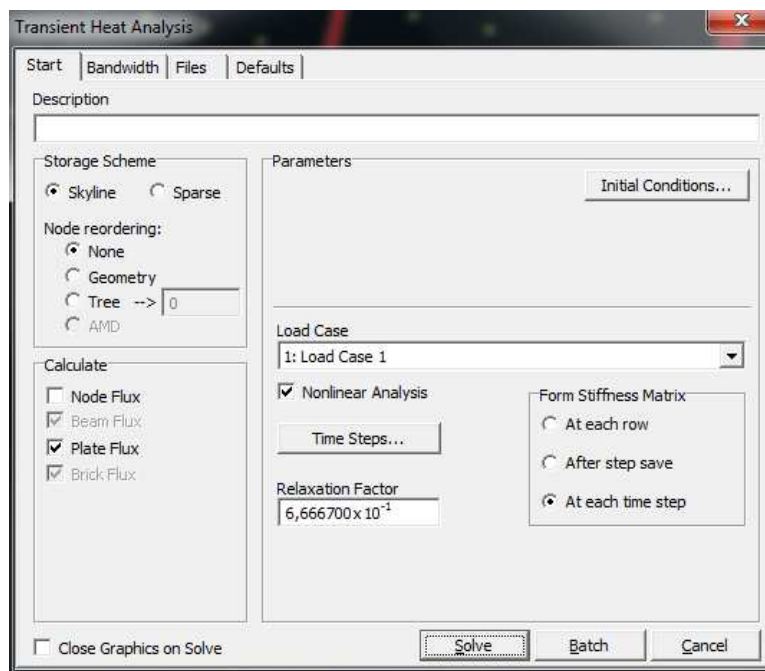


Figura 8.9 - Finestra di dialogo del solutore termico non lineare nel transitorio

- Passo temporale. La scelta del passo temporale dipende dal tipo di studio oltre che dal passo di campionamento delle tabelle di input. Per l'analisi si sceglieranno 600 steps suddivisi in sei gruppi ognuno dei quali avrà un passo temporale a multipli di 3 secondi e il salvataggio della soluzione verrà effettuato

ogni 10 incrementi di tempo. Con tale scelta avremo per comodità le classi di resistenza comuni (REI: 15,30,45,60,75,90,120).

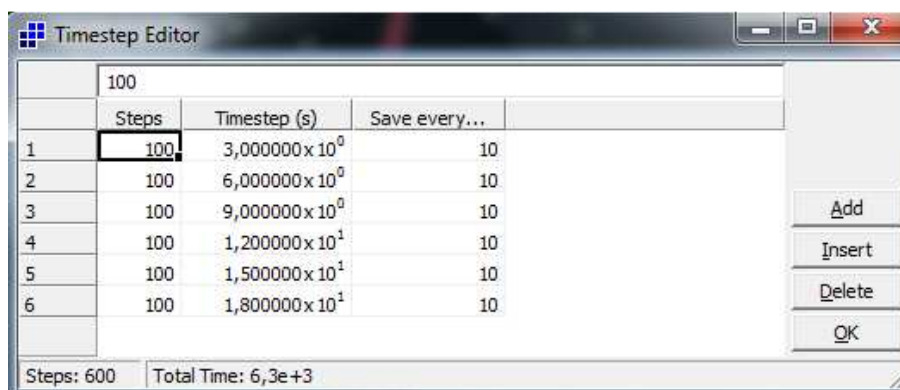


Figura 8.10 - Finestra di dialogo per le impostazioni relative al passo temporale.

- Scelta di soluzione in regime di non linearità. Data la variabilità sia dei coefficienti relativi alle condizioni al contorno, sia quelli riferiti alle proprietà dei materiali, viene selezionato il regime non lineare di soluzione.

- Aggiornamento della matrice di rigidità. In relazione alle tabelle specificate ed al tipo di soluzione adottato, si richiede al solutore di aggiornare le matrici termiche dopo ogni passo temporale di soluzione.

- Condizione iniziale a temperatura ambiente. Ultima cosa da definire rimangono le condizioni iniziali, ossia occorre dire al solutore a quale temperatura si trovano inizialmente tutti i nodi della mesh analizzata. Questo dato è fornito per la condizione termica di riferimento nel menu Global/Load and Freedom Cases sotto la voce Reference/Initial Temperature

Definito tutto quanto esposto in precedenza si può lanciare l'analisi e ottenere le mappature termiche delle sezioni (figura 8.11), dove si può visualizzare l'andamento della temperatura nei vari step imposti nell'analisi. A titolo di esempio si riporta nella figura 8.11 la mappatura termica di una trave tipo cls con tempo pari a 3600 secondi, mentre si rimanda all'appendice per le mappature termiche di tutte le sezioni in esame,

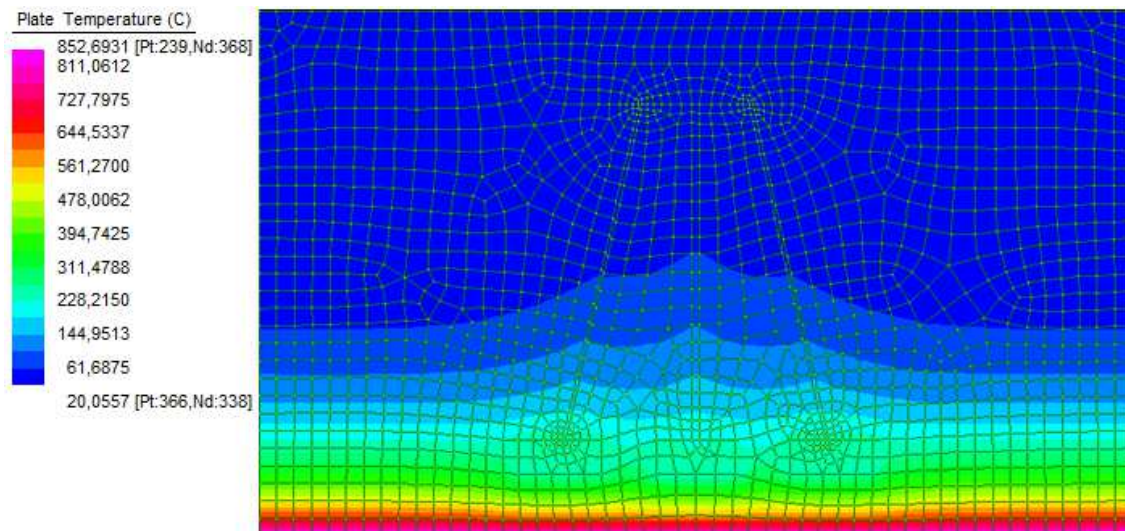


Figura 8.11 - Mappatura termica con un tempo pari a 3600 secondi

8.2 Determinazione delle sollecitazioni in caso di incendio

Come descritto nel capitolo 2 (paragrafo 2.4.1) relativo alle calcolo delle azioni meccaniche in caso di incendio, quando non occorre valutare esplicitamente le azioni indirette dovute all'incendio, gli effetti delle azioni meccaniche di progetto per la verifica al fuoco $E_{fi,d}$, ritenuti costanti durante lo sviluppo dell'incendio, possono essere ottenuti riducendo gli effetti delle azioni di progetto allo state limite ultimo a temperatura ordinaria E_d mediante la relazione:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

dove il fattore di riduzione η_{fi} , nell'ipotesi di proporzionalità tra carichi e sollecitazioni nelle combinazioni SLU e SLS.

COMBO SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_QQ$$

- Solaio tipo : $1,3 \cdot 4,3 + 1,3 \cdot 3,2 + 1,5 \cdot 4 = 15,75 \text{ KN/m}^2$
- Magazzino: $1,3 \cdot 4,3 + 1,3 \cdot 3,2 + 1,5 \cdot 6 = 19,75 \text{ KN/m}^2$
- Neve (cop.): $1,3 \cdot 4,3 + 1,3 \cdot 1,6 + 1,5 \cdot 1,3 = 9,64 \text{ KN/m}^2$

COMBO ECC.: $G_1 + G_2 + A_d + \psi_2 Q$

- a. Solaio tipo : $4,3 + 3,2 + 0,6 \cdot 4 = 9,9 \text{ KN/m}^2$
- b. Magazzino: $4,3 + 3,2 + 0,8 \cdot 6 = 12,3 \text{ KN/m}^2$
- c. Neve (cop.): $4,3 + 1,6 + 0 \cdot 1,3 = 5,9 \text{ KN/m}^2$

Calcolo fattore di riduzione η_{fi} :

$$\text{a) } \eta_{fi} = \frac{9,9}{15,75} = 0,63$$

$$\text{b) } \eta_{fi} = \frac{12,3}{18,75} = 0,66$$

$$\text{c) } \eta_{fi} = \frac{5,9}{9,64} = 0,62$$

Calcolo delle sollecitazioni in caso di incendio:

- Travi

Momento sollecitante +

TRAVE	$M_{sd,statico}$ [kNm]	η_{fi}	$M_{sd,fire}$ [kNm]
1	274	0,66	180,8
2	14,8	0,66	9,8
3	113	0,63	71,2
4	87,6	0,63	55,2
5	224,3	0,63	141,3
6	75,6	0,63	47,6
7	102,9	0,63	64,8
8	54,9	0,63	34,6
9	96,8	0,62	60
10	63,2	0,62	39,2

Taglio sollecitante

TRAVE	V_{sd,statico} [kN]	η_{fi}	V_{sd,fire} [kN]
1	328	0,66	216,6
2	81,6	0,66	53,9
3	225,5	0,63	142,1
4	159	0,63	100
5	220,8	0,63	139,1
6	75,6	0,63	150,9
7	239,5	0,63	146,4
8	185,4	0,63	116,8
9	121,5	0,62	75,3
10	140,8	0,62	87,3

- Pilastrri

PILASTRO	N_{sd,statico} [kN]	η_{fi}	V_{sd,fire} [kN]
1	30012	0,66	1981
2	2565	0,63	1616
3	1718	0,63	1145
4	302	0,62	187

In rosso sono evidenziate le sollecitazioni in caso di incendio.

8.3 Verifica di resistenza delle travi

In condizioni di incendio ,come si è descritto nei capitoli precedenti, si devono prendere in considerazione le proprietà dipendenti dalla temperatura.

L'Eurocodice UNI EN 1994-1-2 raccomanda che:

- le proprietà termiche e meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo vengano determinate in base a quanto riportato nei punti 3.1/3.2 della medesima norma.
- i valori delle proprietà dei materiali indicati nel punto 3.2 devono essere trattati come valori caratteristici
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio da cemento armato, sia da armatura sia da precompressione, a temperatura ordinaria (20 °C) vengano tratte da quelle date nella EN 1992-1-1 per la progettazione a temperatura ordinaria.

- le proprietà meccaniche dell'acciaio da carpentaria a 20 °C vengano tratte da quelle date nella EN 1993-1-1 per la progettazione a temperatura ordinaria.

La variazione della temperatura all'interno della sezione resistente dipende essenzialmente dalla forma e dalla conducibilità termica dei materiali: negli elementi di acciaio, caratterizzati da sezioni sottili e da un materiale con conducibilità elevata, la distribuzione della temperatura è in pratica uniforme; al contrario, negli elementi con sezioni più grandi e realizzati con materiali relativamente isolanti, come il calcestruzzo, si hanno grandi variazioni tra la parte esterna a contatto dei gas caldi di combustione e quella centrale che si riscalda molto più lentamente.

I grafici di figura 8.12-8.21 mostrano l'andamento della temperatura sull'altezza della sezione il quale assume, evidentemente, valore massimo in prossimità del lembo esposto alle fiamme. Man mano che ci allontana dal lato esposto il gradiente cala fino praticamente ad annullarsi in corrispondenza della superficie non esposta.

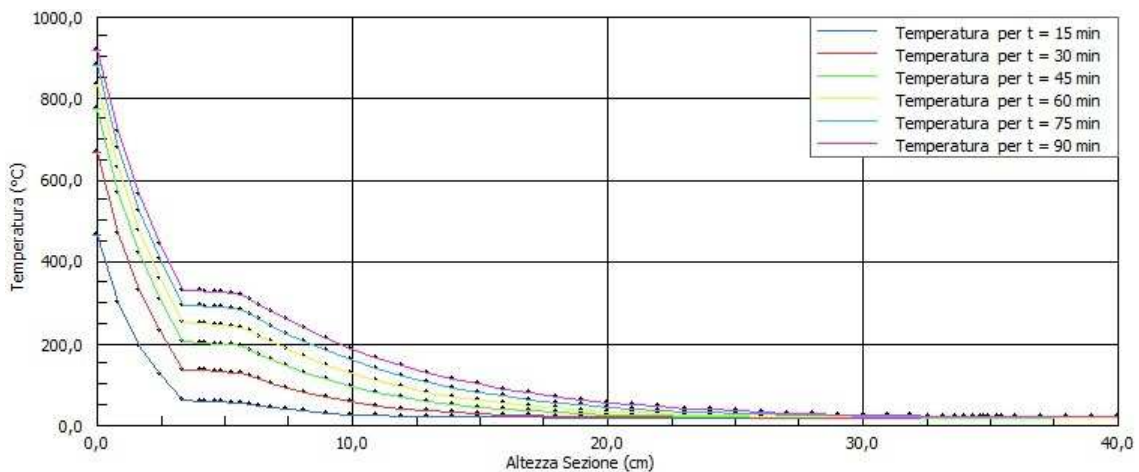


Figura 8.12 - Andamento temperatura altezza sezione n°1

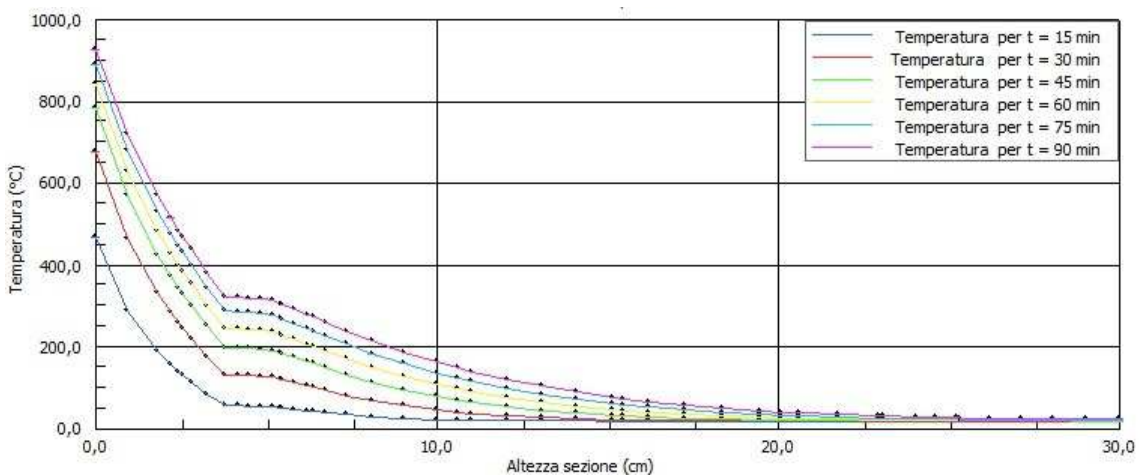


Figura 8.13 - Andamento temperatura altezza sezione n°2

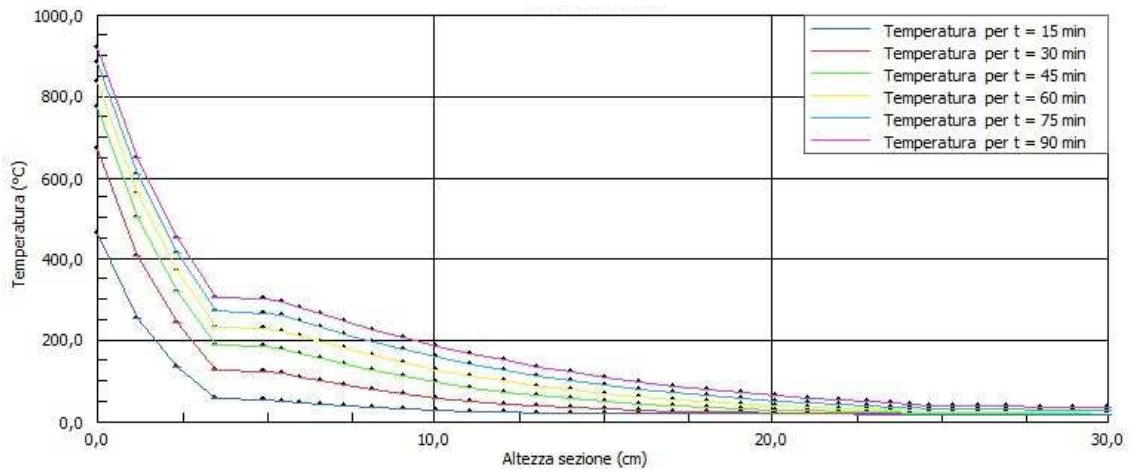


Figura 8.14 - Andamento temperatura altezza sezione n°3

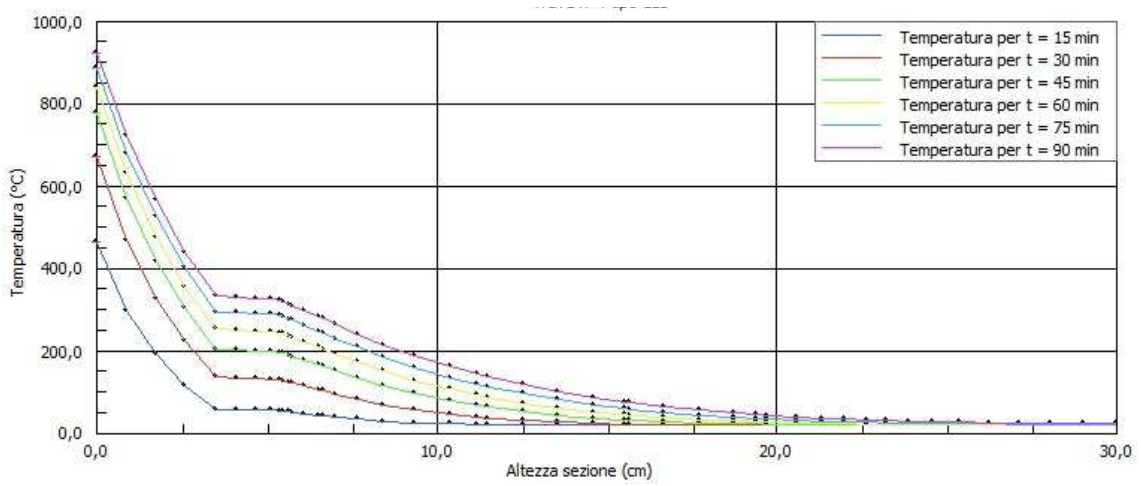


Figura 8.15 - Andamento temperatura altezza sezione n°4

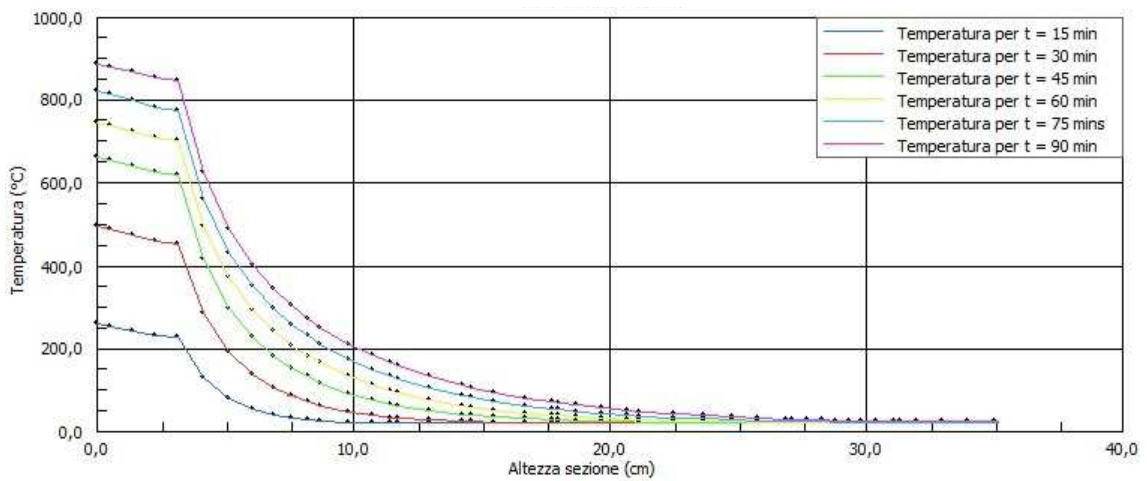


Figura 8.16 - Andamento temperatura altezza sezione n°5

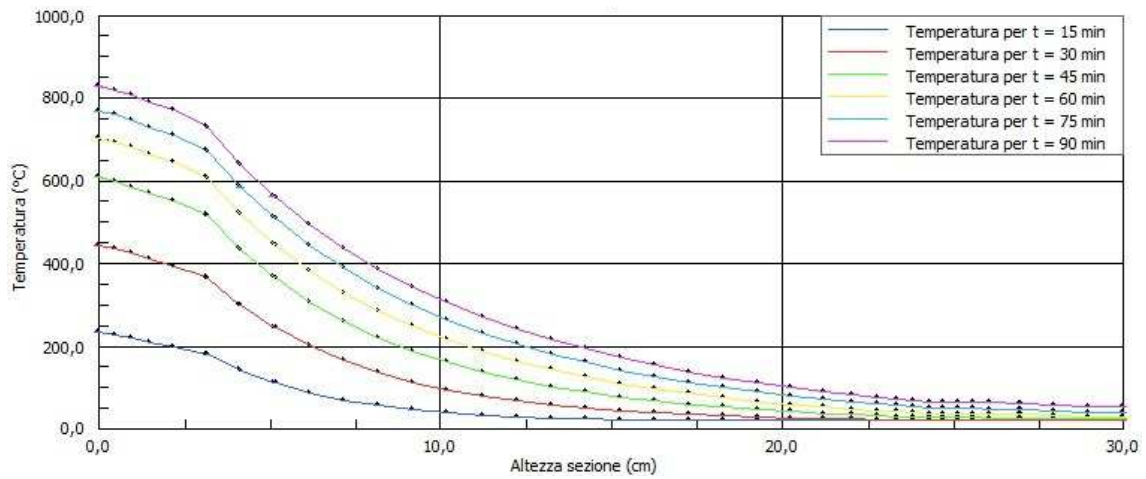


Figura 8.17 - Andamento temperatura altezza sezione n°6

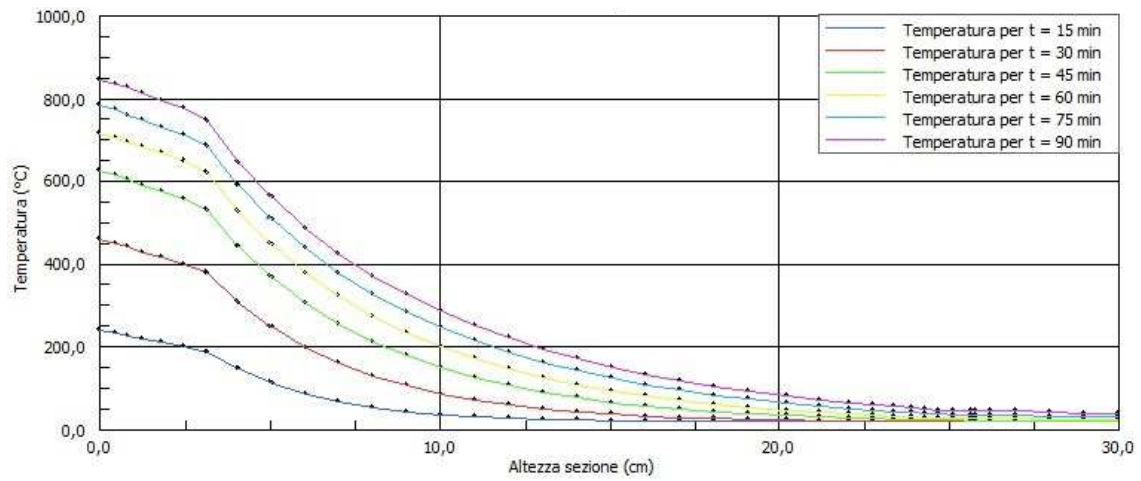


Figura 8.18 - Andamento temperatura altezza sezione n°7

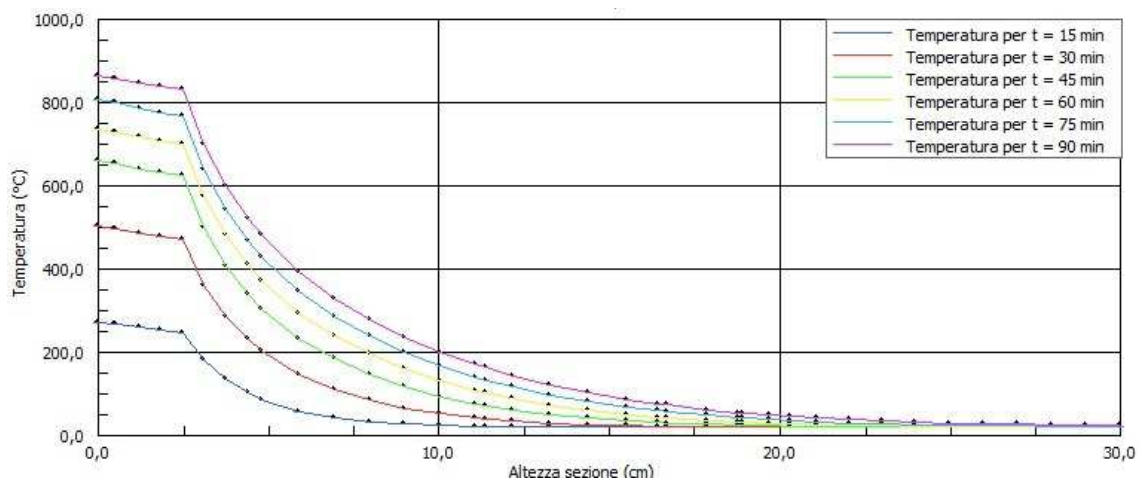


Figura 8.19 - Andamento temperatura altezza sezione n°8

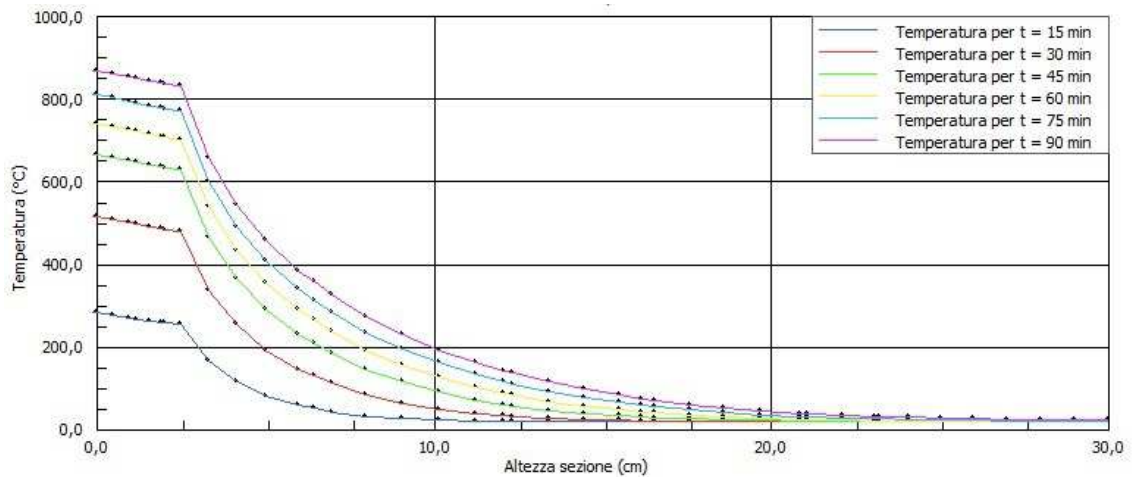


Figura 8.20 - Andamento temperatura altezza sezione n°9

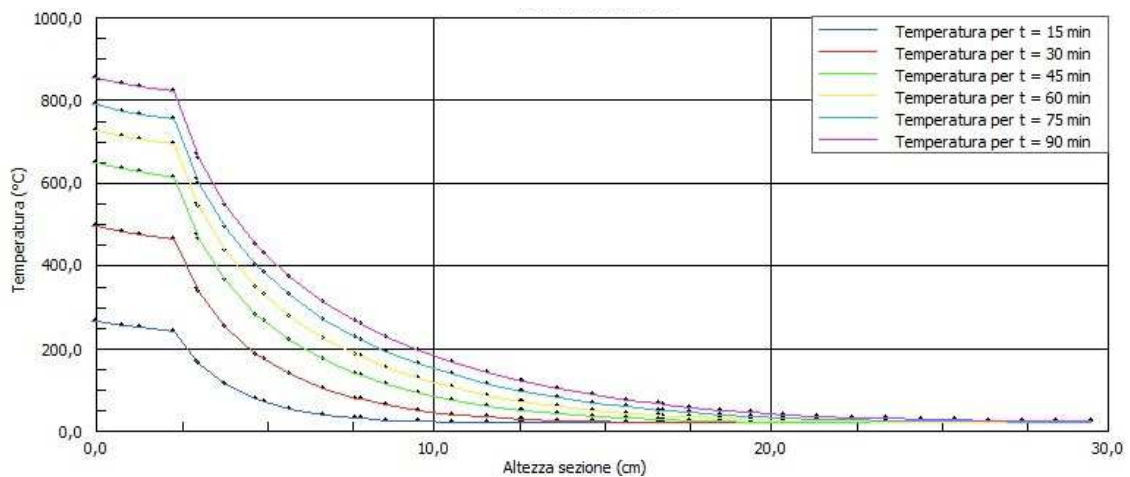


Figura 8.21 - Andamento temperatura altezza sezione n°10

Gli andamenti delle temperature rispecchiano le condizioni al contorno, infatti le travi sono esposte al fuoco su un lato (l'intradosso) quindi tale lato è termicamente più sollecitato rispetto all'estradosso che è soggetto solo alla temperatura ambiente.

L'elemento caratterizzante della distribuzione delle temperature all'interno delle sezioni in cemento armato, o miste acciaio/calcestruzzo, è la presenza di un gradino nella zona ove è disposta l'armatura. Tale gradino è giustificato dall'alto valore della conducibilità termica dell'acciaio.

Il passo successivo per la valutazione delle variazioni meccaniche dei materiali è stato quello di determinare l'andamento della temperatura, in funzione del tempo, nelle barra di armatura, tale andamento è rappresentato nelle seguenti figure (8.22-8.31).

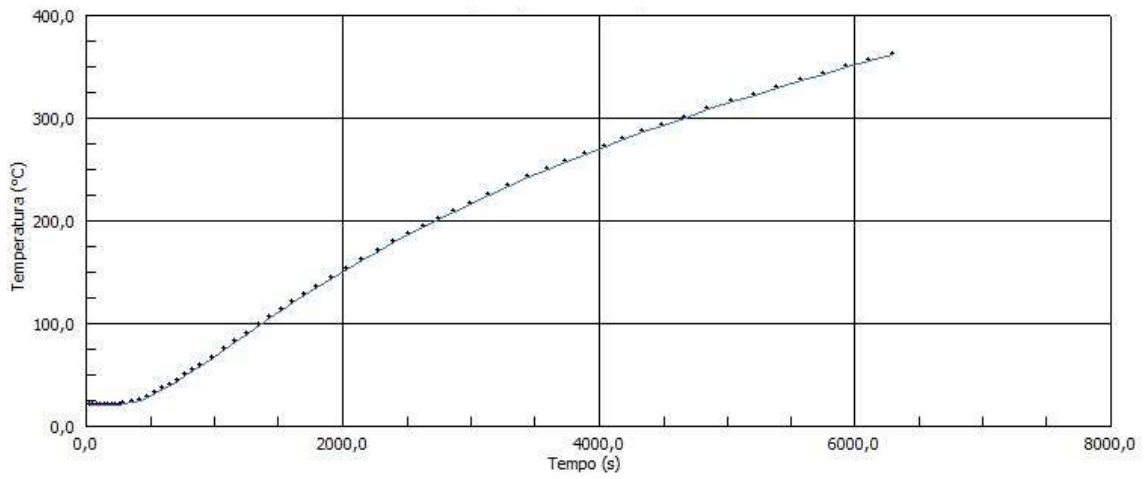


Figura 8.22 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 26$ (trave n°1)

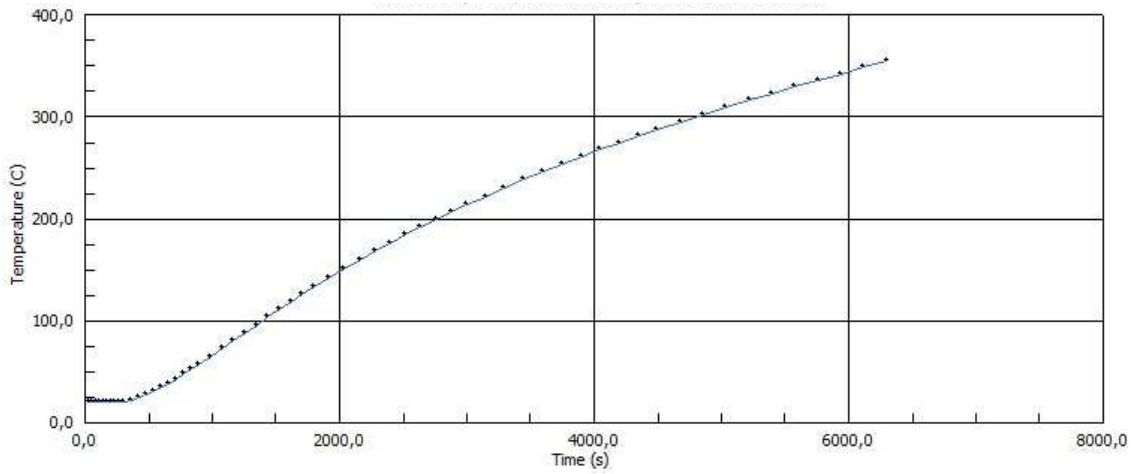


Figura 8.23 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 16$ (trave n°3)

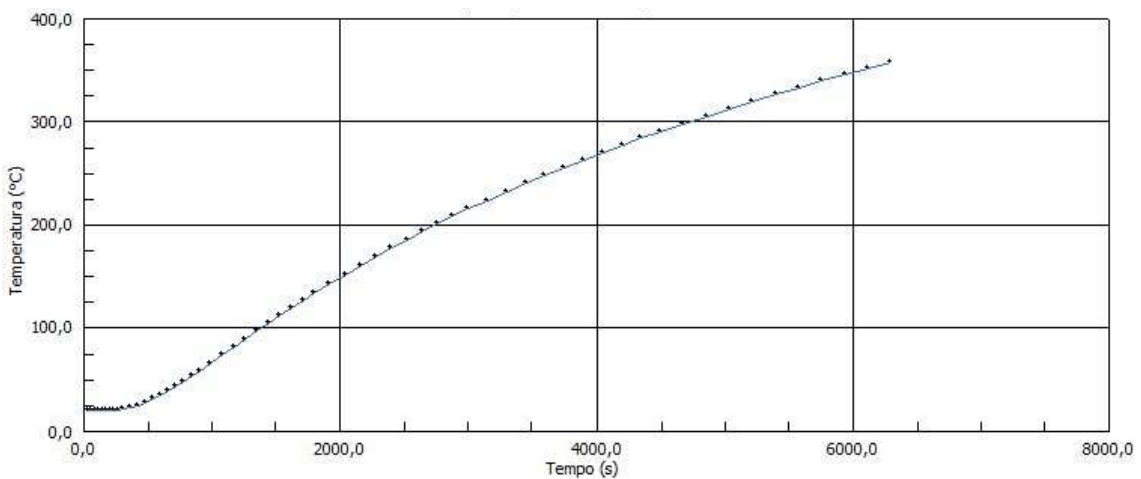


Figura 8.23 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 22$ (trave n° 3)

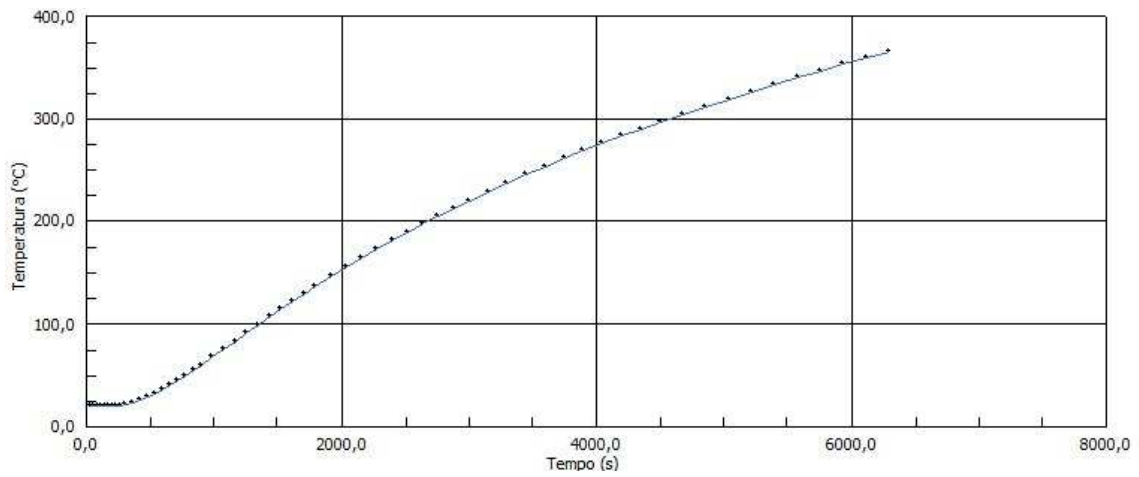


Figura 8.24 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 22$ (trave n°4)

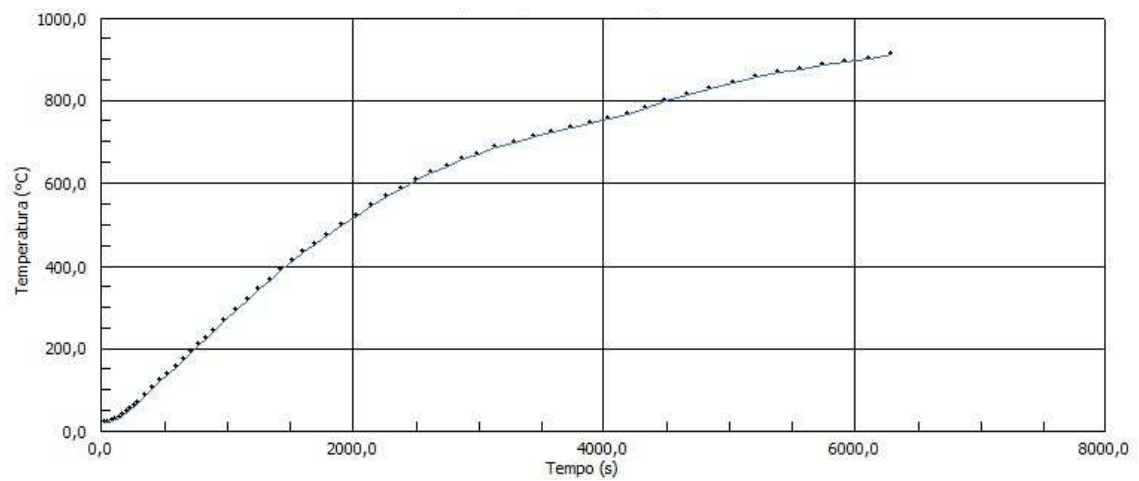


Figura 8.25 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 30$ (trave n° 5)

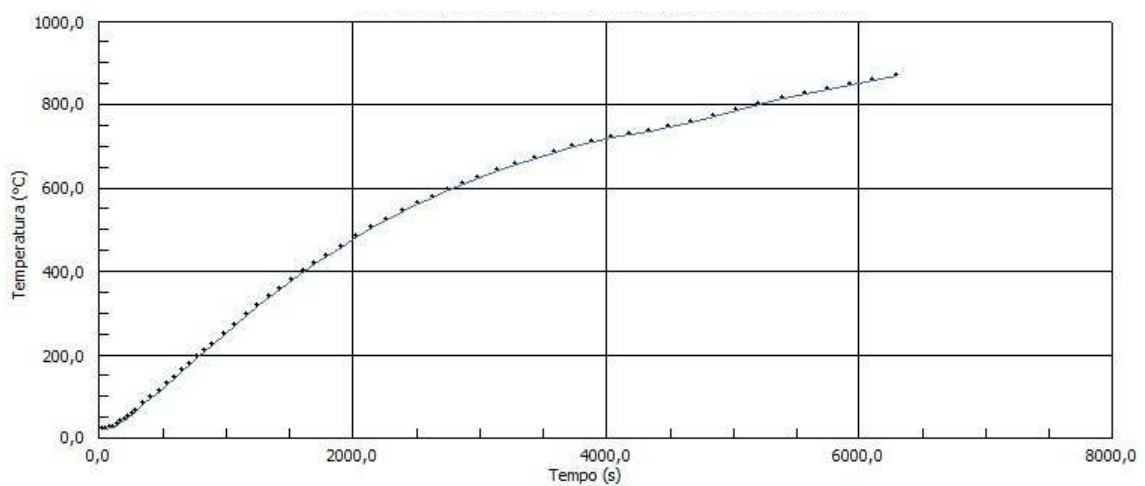


Figura 8.26 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 30$ (trave n° 6)

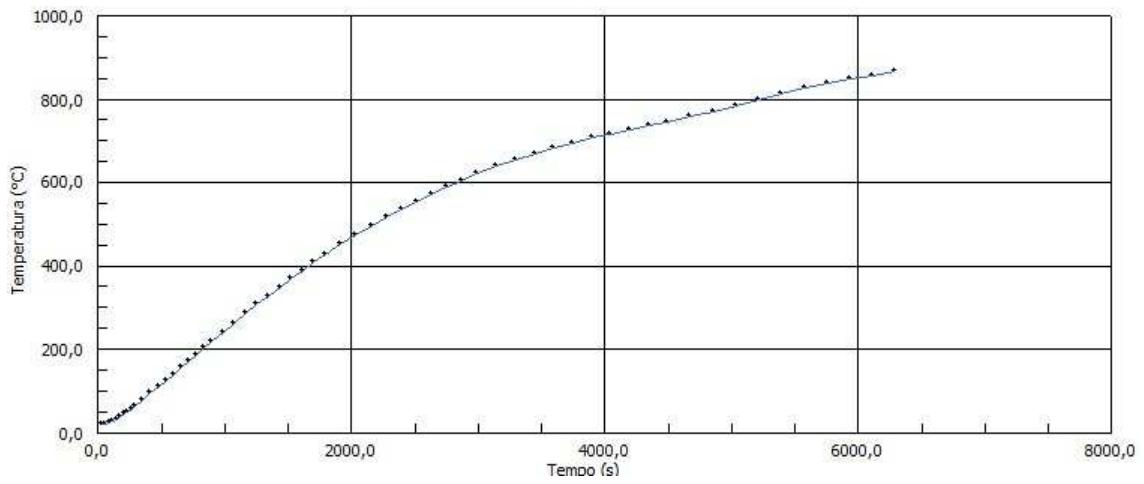


Figura 8.27 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 30$ (trave n°7)

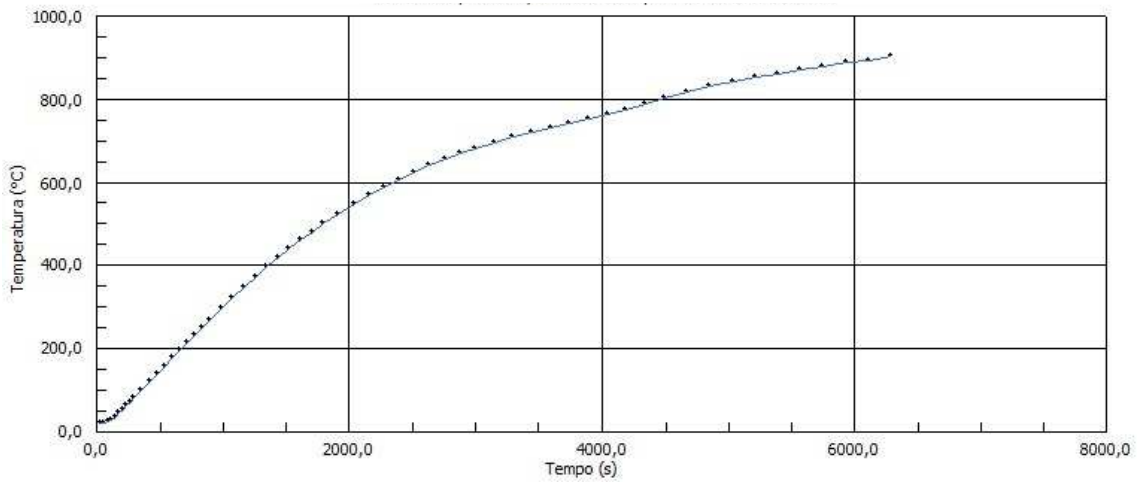


Figura 8.28 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 22$ (trave n° 8)

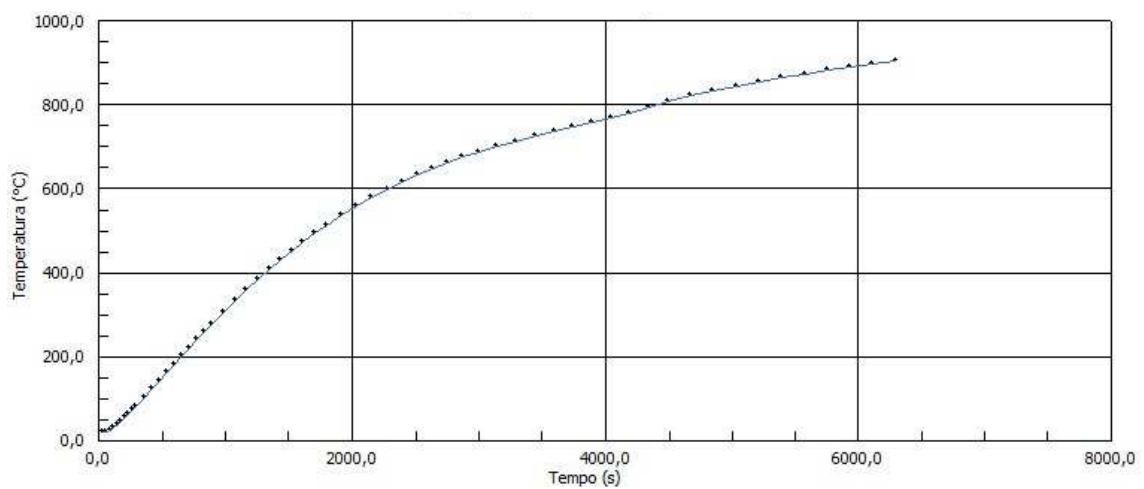


Figura 8.29 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 22$ (trave n° 9)

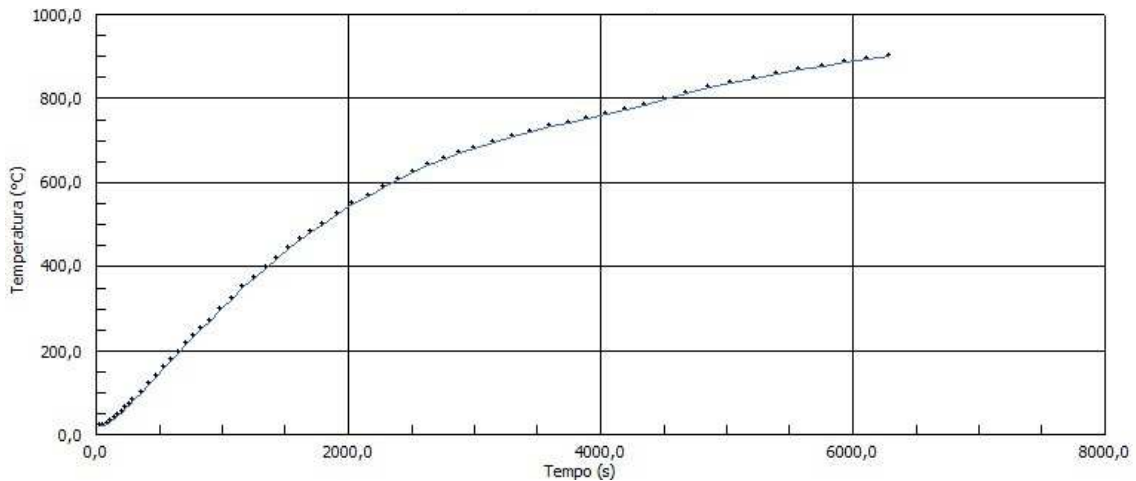


Figura 8.30 - Andamento temperatura nel tempo armature inferiori $\Phi 26$ (trave n° 10)

Determinato quindi l'andamento delle temperature delle dieci sezioni per ogni step di tempo fissato, in modo tale da avere il REI corrispondente, si procede con il calcolo del coefficiente di riduzione dell'acciaio K_{θ} .

L'Eurocodice UNI EN 1994-1-2 raccomanda, nel punto 3.2.1, che per velocità di riscaldamento comprese tra 2 K/min e 50 K/min, le proprietà di resistenza e deformazione dell'acciaio strutturale a temperature elevate siano ottenute dalle relazioni tensione-deformazione indicate in figura 8.31

Le relazioni tensione-deformazione indicate in figura 8.31 e nella tabella 8.1 sono definite da tre parametri:

- la pendenza dell'intervallo elastico lineare $E_{a,\theta}$;
- il limite di proporzionalità $f_{ap,\theta}$;
- il massimo livello di tensione o tensione di snervamento efficace $f_{ay,\theta}$.

X Deformazione $\epsilon_{a,\theta}$
 Y Tensione $\sigma_{a,\theta}$
 1 Ellisse

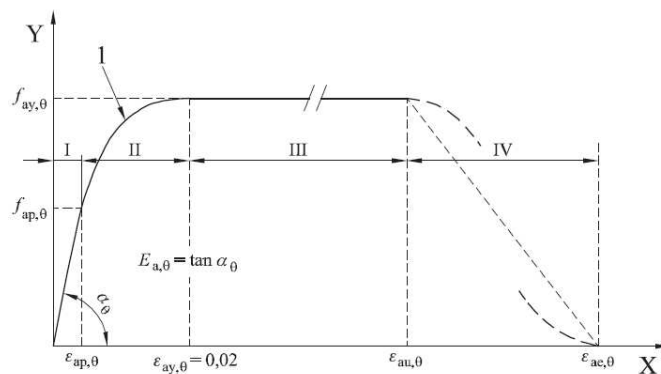


Figura 8.31- Modello matematico per le relazioni tensione-deformazione dell'acciaio strutturale a temperature elevate

Intervallo di deformazione	Tensione σ	Modulo tangente
I / Elastico $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,0}\varepsilon_{a,0}$	$E_{a,0}$
II / Transizione ellittica $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$\left(f_{ap,\theta} - c\right) + \frac{b}{a}\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$ con $a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + CE_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III / Plastico $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

Tabella 8.1 Relazione tra i diversi parametri del modello matematico

La tabella 8.2 indica, per temperature elevate θ_a dell'acciaio, i coefficienti di riduzione k_θ da applicare al valore appropriato di E_a o f_{ay} in modo da determinare i tre parametri sopra descritti. Per valori di temperatura intermedi, si può utilizzare l'interpolazione lineare.

Temperatura dell'acciaio θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{r,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1 000	0,0450	0,0250	0,04	
1 100	0,0225	0,0125	0,02	
1 200	0	0	0	

Tabella 8.2 Coefficienti di riduzione k_θ per le relazioni tensione-deformazione dell'acciaio strutturale a temperature elevate

8.3.1 Verifica a flessione

Per le travi progettate nei capitoli precedenti si è assunto che la resistenza al fuoco (secondo il criterio R) sia di almeno 90 minuti per le travi tipo CLS e di almeno 60 minuti per le travi tipo BASIC. Tale durata minima di resistenza al fuoco è giustificata anche dall'utilizzo, nelle verifiche in condizioni di incendio, dei valori caratteristici di resistenza dei materiali e delle combinazioni di carico per azioni eccezionali, meno gravosa di quella allo stato limite ultimo a freddo. Per ottenere durate di resistenza al fuoco maggiori occorre generalmente disporre protezioni all'intradosso o inserire armature aggiuntive all'interno delle travi.

Nel seguente elaborato si è fatta l'ipotesi di travi esposte al fuoco lungo l'intradosso e considerate come singoli elementi, il calcestruzzo nella zona compressa rimane a temperature ordinarie, cosicché il progetto strutturale richiede solo di tenere conto dell'effetto che l'alta temperatura ha sulla resistenza a snervamento dell'armatura tesa in campata.

La disequazione di progetto si presenta nel seguente modo:

$$M_{sd,fire} \leq M_{rd,fi}$$

dove $M_{sd,fire}$ è il momento sollecitante in caso di incendio ottenuto dalla massima sollecitazione sismica mediante il coefficiente η_{fi} calcolato in precedenza, $M_{rd,fi}$ è il momento resistente di progetto in condizioni di incendio. Si noti che la disequazione precedente non contiene alcun fattore di sicurezza parziale per le proprietà meccaniche od alcun fattore di riduzione della resistenza, perché in caso di incendio tali fattori assumono valori unitari.

Il momento resistente si ottiene imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al punto di applicazione della risultante delle compressioni del calcestruzzo ed ha la seguente espressione generale:

$$M_{Rd,fire} = A_{s,p} \cdot f_{yk,p} \cdot k_{\theta,p} \cdot z_p + A_{s,b} \cdot f_{yk,b} \cdot k_{\theta,b} \cdot z_b$$

dove:

$A_{s,p}$ è l'area della piastra in zona tesa (caso travi tipo BASIC)

$f_{yk,p}$ è la tensione di snervamento della piastra

$k_{\theta,p}$ è il coefficiente di riduzione funzione della temperature della piastra

z_p è la distanza tra risultante delle trazioni nella piastra e risultante di compressione

$A_{s,b}$ è l'area delle barre in zona tesa

$f_{yk,b}$ è la tensione di snervamento delle barre

$k_{\theta,b}$ è il coefficiente di riduzione funzione della temperature delle barre

z_b è la distanza tra risultante delle trazioni nelle barre e risultante di compressione

Calcolo momento resistente positivo a 90 minuti:

Nella tabella 8.3 vengono riportati i valori e i parametri necessari per la valutazione del momento RESISTENTE A 90 minuti per le travi tipo CLS. I valori T_b rappresentano i valori della temperatura in corrispondenza delle barre di armatura strutturale, mentre K_b sono i valori del coefficiente di riduzione della resistenza delle barre ottenuti tramite un'interpolazione lineare dei valori riportati nella tabella 8.2.

TRAVE	Armature	A_s [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	T_b [°C]	K_b
1	6Φ26	3186	355	335,44	1,000
2	4Φ16	804	355	324,69	1,000
3	6Φ22	2281	355	324,64	1,000
4	4Φ22	1521	355	335,03	1,000

Tabella 8.3 Parametri per il calcolo del momento resistente in caso di incendio

Quindi note le temperature ottenute tramite l'analisi termica delle sezioni e valutata la riduzione della resistenza si procede con il calcolo del momento resistente che deve soddisfare la disequazione di progetto.

TRAVE	$M_{rd,fi}$ [KNm]	$M_{Sd,fire}$ [kNm]	VERIFICA
1	341	180,8	OK
2	69	9,8	OK
3	176	71,2	OK
4	124	55,2	OK

Tabella 8.4 Verifica momento positivo travi CLS

Dall'ultima tabella si può notare come tutte e quattro le travi CLS risultano verificate al fuoco, questo è dovuto principalmente al fatto che queste tipologie di travi hanno un

copriferro di 4,5 cm, quindi si ha una maggior quantità di calcestruzzo che va a proteggere le barre di armature.

Calcolo momento resistente positivo a 60 minuti:

Nella tabella 8.5 vengono riportati i valori e i parametri necessari per la valutazione del momento resistente A 60 minuti per le travi tipo BASIC. I valori T_b rappresentano i valori della temperatura in corrispondenza delle barre di armatura strutturale, T_p rappresentano i valori della temperatura in corrispondenza della piastra di acciaio mentre k_b e k_p sono rispettivamente i valori del coefficiente di riduzione della resistenza delle barre sono i valori del coefficiente di riduzione della resistenza della piastra ottenuti entrambi tramite un'interpolazione lineare dei valori riportati nella tabella 8.2.

TRAVE	Arm.	$A_{s,b}$ [mm ²]	$A_{s,p}$ [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	T_p [°C]	T_b [°C]	$K_{\theta,p}$	$K_{\theta,b}$
5	3Φ30	2121	2500	355	786,76	719,22	0,127	0,207
6	3Φ30	2121	2500	355	774,55	700,81	0,141	0,230
7	3Φ30	2121	2500	355	789,95	715,16	0,123	0,212
8	3Φ22	1140	2500	355	806,11	762,63	0,107	0,156
9	3Φ22	760	2500	355	804,57	736,24	0,108	0,187
10	2Φ26	1062	2500	355	800,39	728,20	0,110	0,196

Tabella 8.5 Parametri per il calcolo del momento resistente in caso di incendio

TRAVE	$M_{rd,fi}$ [KNm]	$M_{Sd,fire}$ [kNm]	VERIFICA
5	89	141,3	NO
6	84	47,6	OK
7	76	64,8	OK
8	46	34,6	OK
9	43	60	NO
10	50	39,2	OK

Tabella 8.6 Verifica momento positivo travi BASIC

Dalle verifiche effettuate risulta che due travi di tipo BASIC, in particolare la n°5 e la n°9, non risultano verificate a flessione positiva e questo comporta il calcolo di armature aggiuntive (tabella 8.7). Questa problematica deriva dal fatto che all'intradosso manca la funzione isolante del calcestruzzo e il piatto d'acciaio è a diretto contatto con l'incendio.

Nel calcolo delle armature aggiuntive si è scelto di fissare il numero delle barre pari a due e di valutarne di conseguenza area e diametro minimo.

TRAVE	Armature	$A_{s,barre}$ [mm ²]	d_{fire} [mm]	f_{yk} [N/mm ²]	$T_{arm.}$ [°C]	$K_{9,arm}$
5	2Φ20	628	315	450	290,08	0,809
9	2Φ14	308	265	450	285,39	0,814

Tabella 8.7 Parametri per il calcolo armature aggiuntive

TRAVE	$M_{rd,fi}$ [KNm]	$M_{Sd,fire}$ [kNm]	VERIFICA
5	153	141,3	OK
9	70	47,6	OK

Tabella 8.8 Verifica momento positivo travi BASIC con armature aggiuntive

Nel decreto ministeriale del 2007 si afferma che è possibile limitare l'impiego dei metodi di calcolo alla sola verifica della resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in accordo alla norma UNI502 (procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso. Per semplificare il calcolo, nell'appendice A della suddetta norma UNI si riporta la verifica della capacità portante con il metodo tabellare semplificato. Tale verifica consiste nel determinare la distanza a dell'asse dell'acciaio dalla superficie esposta al fuoco in funzione del tempo di esposizione all'incendio, del tipo di acciaio nonché tenendo conto dei lati della struttura esposti all'azione del fuoco. Determinato il valore di a sarà possibile definire lo spessore di copriferro minimo da garantire per la protezione dell'acciaio tramite la seguente espressione:

$$c_{min,f} = a - \frac{\phi}{2}$$

dove

$c_{min,f}$: copriferro minimo per garantire la resistenza al fuoco;

$\frac{\phi}{2}$: raggio equivalente dell'armatura principale più esterna alla superficie.

Di seguito si riporta la tabella 8.9 che riepiloga tutti gli elementi resistenti a trazione necessari al soddisfacimento della verifica a momento positivo in campata in combinazione statica, sismica e eccezionale al fuoco.

TRAVE	Acciaio strutturale	Acciaio da c.a.
1	6Φ26	/
2	4Φ16	/
3	6Φ22	/
4	4Φ22	/
5	piastra 5mm + 3Φ30	2Φ20
6	piastra 5mm + 3Φ30	/
7	piastra 5mm + 3Φ30	/
8	piastra 5mm + 3Φ22	/
9	piastra 5mm + 3Φ22	2Φ14
10	piastra 5mm + 2Φ26	/

Tabella 8.9 Armature definitive travi

8.3.2 Verifica a taglio

Il taglio di solito non crea problemi nelle strutture in calcestruzzo esposte al fuoco.

In fase di progettazione l'Eurocodice raccomanda l'uso dei metodi di calcolo propri della progettazione ordinaria, tenendo però conto della riduzione delle proprietà meccaniche dell'armatura a taglio che nel caso di travi REP è garantita dal traliccio.

La resistenza a taglio delle travi composte di tipo REP può essere assunta pari alla resistenza a taglio del traliccio di acciaio tramite la seguente formula:

$$V_{Rd,fire} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yk} \cdot k_{\theta,t} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

d: altezza utile della sezione;

A_{sw} : area armatura trasversale data dal traliccio;

s: passo del traliccio;

f_{yk} : tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio strutturale;

$k_{\theta,t}$: coefficiente di riduzione della resistenza dell'armatura a taglio;

α : inclinazione dell'anima del traliccio;

θ : inclinazione della biella compresse di calcestruzzo.

Nel calcolo del taglio resistente al fuoco sono state effettuate tre tipologie di verifiche in funzione del valore della temperatura media dell'anima che è stata considerata.(figura 8.32):

- 1) Temperatura media lungo l'intera lunghezza dell'anima;
- 2) Temperatura nel punto di intersezione tra l'anima e l'altezza efficace tesa;
- 3) Temperatura media di metà altezza della lunghezza dell'anima

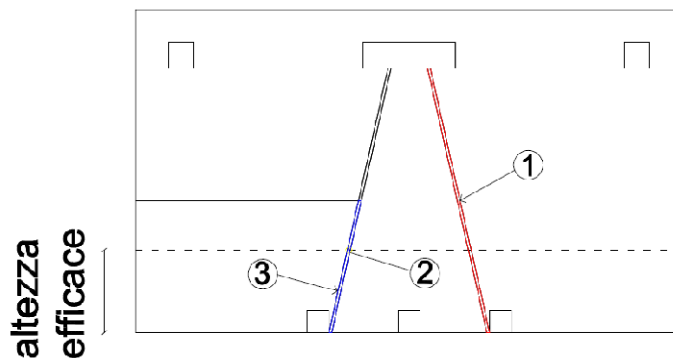


Figura 8.32 - Rappresentazione dei tratti d'anima considerati per il calcolo della temperatura

Calcolo taglio resistente a 90 minuti:

- 1) Temperatura media lungo l'intera lunghezza dell'anima

TRAVE	el.anima	A_{sw} [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	α [°]	ϑ [°]	s [mm]	T_{media} [°C]	$K_{9,t}$
1	3Φ22	1140	355	50	45	272,71	121,19	1
2	2Φ20	628	355	50	45	188,80	129,99	1
3	3Φ20	942	355	50	45	188,80	159,66	1
4	2Φ20	628	355	50	45	188,80	139,52	1

Tabella 8.10 Parametri per il calcolo del taglio resistente in caso di incendio, 1° verifica

TRAVE	$V_{rd,f}$ [kN]	$V_{Sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
1	348	216,6	OK
2	202	53,9	OK
3	303	142,1	OK
4	202	100	OK

Tabella 8.11 Verifica a taglio travi CLS, 1° verifica

2) Temperatura nel punto di intersezione tra l'anima e l'altezza efficace tesa;

L'altezza efficace tesa h_{eff} è presa pari al minimo tra i seguenti valori:

$$2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2$$

TRAVE	el.anima	A_{sw} [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	α [°]	ϑ [°]	s [mm]	h_{eff} [mm]	T_{heff} [°C]	$K_{\vartheta,t}$
1	3Φ22	1140	355	50	45	272,71	75	257	1
2	2Φ20	628	355	50	45	188,80	75	242	1
3	3Φ20	942	355	50	45	188,80	75	245	1
4	2Φ20	628	355	50	45	188,80	75	245	1

Tabella 8.11 Parametri per il calcolo del taglio resistente in caso di incendio, 2° verifica

TRAVE	$V_{rd,f}$ [KN]	$V_{Sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
1	348	216,6	OK
2	202	53,9	OK
3	303	142,1	OK
4	202	100	OK

Tabella 8.12 Verifica a taglio travi CLS ,2° verifica

3) Temperatura media di metà altezza della lunghezza dell'anima

TRAVE	el.anima	A_{sw} [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	α [°]	ϑ [°]	s [mm]	h_{eff} [mm]	$T_{h/2,med}$ [°C]	$K_{\vartheta,t}$
1	3Φ22	1140	355	50	45	272,71	75	226	1
2	2Φ20	628	355	50	45	188,80	75	252	1
3	3Φ20	942	355	50	45	188,80	75	269	1
4	2Φ20	628	355	50	45	188,80	75	270	1

Tabella 8.13 Parametri per il calcolo del taglio resistente in caso di incendio, 3° verifica

TRAVE	$V_{rd,f}$ [KN]	$V_{Sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
1	348	216,6	OK
2	202	53,9	OK
3	303	142,1	OK
4	202	100	OK

Tabella 8.14 Verifica a taglio travi CLS ,3° verifica

Dalle verifiche effettuate si riscontra che tutte le travi tipo CLS sono verificate a taglio

Calcolo taglio resistente a 60 minuti:

1) Temperatura media lungo l'intera lunghezza dell'anima

TRAVE	el.anima	A_{sw} [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	α [°]	ϑ [°]	s [mm]	T_{media} [°C]	$K_{9,t}$
5	2Φ22	760	355	50	45	268,51	219,88	1
6	3Φ26	1593	355	50	45	226,56	222,83	1
7	3Φ20	942	355	50	45	226,56	251,05	1
8	2Φ22	760	355	50	45	226,56	230,92	1
9	2Φ20	628	355	50	45	226,56	246,27	1
10	2Φ22	760	355	50	45	226,56	240,72	1

Tabella 8.15 Parametri per il calcolo del taglio resistente in caso di incendio, 1° verifica

TRAVE	$V_{rd,f}$ [KN]	$V_{Sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
5	204	139,1	OK
6	427	150,9	OK
7	253	146,4	OK
8	204	116,8	OK
9	169	75,3	OK
10	204	87,3	OK

Tabella 8.16 Verifica a taglio travi CLS, 1° verifica

2) Temperatura nel punto di intersezione tra l'anima e l'altezza efficace tesa;

TRAVE	el. anima	A_{sw} [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	α [°]	ϑ [°]	s [mm]	h_{eff} [mm]	T_{media} [°C]	$K_{9,t}$
5	2Φ22	760	355	50	45	268,51	75	261	1
6	3Φ26	1593	355	50	45	226,56	75	290,61	1
7	3Φ20	942	355	50	45	226,56	75	265,76	1
8	2Φ22	760	355	50	45	226,56	75	246,8	1
9	2Φ20	628	355	50	45	226,56	75	235	1
10	2Φ22	760	355	50	45	226,56	75	235	1

Tabella 8.17 Parametri per il calcolo del taglio resistente in caso di incendio, 2° verifica

TRAVE	$V_{rd,f}$ [kN]	$V_{Sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
5	204	139,1	OK
6	427	150,9	OK
7	253	146,4	OK
8	204	116,8	OK
9	169	75,3	OK
10	204	87,3	OK

Tabella 8.18 Verifica a taglio travi CLS, 2° verifica

3) Temperatura media di metà altezza della lunghezza dell'anima

TRAVE	el. anim	A_{sw} [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	α [°]	ϑ [°]	s [mm]	h_{eff} [mm]	T_{media} [°C]	$K_{9,t}$
5	2Φ22	760	355	50	45	268,51	75	379,48	1
6	3Φ26	1593	355	50	45	226,56	75	411,88	0,976
7	3Φ20	942	355	50	45	226,56	75	421,27	0,954
8	2Φ22	760	355	50	45	226,56	75	408,25	0,982
9	2Φ20	628	355	50	45	226,56	75	419,18	0,958
10	2Φ22	760	355	50	45	226,56	75	404,7	0,991

Tabella 8.19 Parametri per il calcolo del taglio resistente in caso di incendio, 3° verifica

TRAVE	$V_{rd,f}$ [KN]	$V_{Sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
5	204	139,1	OK
6	417	150,9	OK
7	241	146,4	OK
8	200	116,8	OK
9	161	75,3	OK
10	202	87,3	OK

Tabella 8.20 Verifica a taglio travi CLS, 3° verifica

In definitiva le verifiche a taglio risultano tutte soddisfatte.

8.4 Verifica di resistenza dei pilastri.

Nel seguente paragrafo viene fornita una metodologia semplificata per valutare la resistenza delle colonne di tipo filled (sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo) soggette a sforzo normale centrato in condizioni di incendio standard agente intorno a tutta la colonna.

Il modello di calcolo si divide in due fasi:

- Valutazione del campo termico nella sezione trasversale della colonna dopo un determinato tempo di esposizione al fuoco;
- Calcolo della resistenza assiale $N_{fi,Rd}$ per il campo di temperatura precedentemente ricavato.

Il valore di resistenza assiale $N_{fi,Rd}$ può essere ottenuto mediante una procedura iterativa basata sulla seguente equazione:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$$

dove

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} \cdot I_a + E_{c,\theta,\sigma} \cdot I_c + E_{s,\theta,\sigma} \cdot I_s]}{l_\theta^2}$$

$$N_{fi,pl,Rd} = \frac{A_a \cdot \sigma_{a,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{A_c \cdot \sigma_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} + \frac{A_s \cdot \sigma_{s,\theta}}{\gamma_{M,fi,s}}$$

$N_{fi,cr}$ è il carico critico euleriano;

$N_{fi,pl,Rd}$ è il valore di progetto della resistenza assiale plastica di tutta la sezione trasversale;

l_{θ} è la lunghezza libera di inflessione;

$E_{i,\theta,\sigma}$ è il modulo elastico tangente per il materiale (i=a acciaio profilato, i=c calcestruzzo, i=s acciaio armature) alla temperatura ϑ e alla tensione $\sigma_{i,\theta}$;

I_i è il momento di inerzia dell'area del materiale i rispetto all'asse baricentrico ;

A_i è l'area della sezione trasversale di materiale i;

$\sigma_{i,\theta}$ è la tensione nel materiale i alla temperatura ϑ .

$E_{i,\theta,\sigma} * I_i$ ed $A_i * \sigma_{i,\theta}$ del materiale i-esimo si calcolano considerando la somma dei contributi elementari degli elementi, di cui si conosce la temperatura a seguito dell'analisi termica, aventi temperatura ϑ dopo il tempo t di esposizione all'incendio.

I valori di $E_{i,\theta,\sigma}$ e $\sigma_{i,\theta}$ devono soddisfare le seguenti condizioni:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon$$

dove

ε è la deformazione assiale della colonna;

ε_i è la deformazione assiale del materiale i della sezione trasversale.

La procedura iterativa consiste nel fare incrementare la deformazione ε nei vari step. Aumentando la deformazione si che $E_{i,\theta,\sigma}$ e $N_{fi,cr}$ diminuiscono mentre $\sigma_{i,\theta}$ e $N_{fi,pl,Rd}$ aumentano.

Per la relazione di cui sopra quando $N_{fi,cr}$ è uguale a $N_{fi,pl,Rd}$ si ottiene il valore di $N_{fi,Rd}$.

Verifica resistenza Pilastro 1:

Valutazione della resistenza in condizioni di incendio del pilastro 1, avente caratteristiche rappresentate nella tabella 8.21, soggetta a carico assiale e per una classe di esposizione R90.

Profilo metallico	
Profilo	Sezione cava circolare
Diametro	d = 500 mm
Altezza	h = 5550 mm
Spessore	s = 10 mm

Acciaio sezione S355	$f_{yk,a} = 355 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
Armatura	
n° barre	8
Φ barre	26
Area barre	4247 mm^2
Acciaio armatura B450C	$f_{yk,s} = 450 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo	
Calcestruzzo	28/35
Resistenza compressione	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 32308 \text{ N/mm}^2$

Tabella 8.21 Caratteristiche della sezione e dei materiale.

- Risposta termica

Per l'applicazione del metodo è necessario conoscere il campo termico nella sezione trasversale della colonna. Si possono utilizzare sia analisi termiche effettuate con modellazione agli elementi finiti oppure, se disponibili, campi termici forniti da documenti di comprovata validità. In queste verifiche si utilizza un campo termico precalcolato attraverso un'analisi termica agli elementi finiti tramite Straus7 i cui risultati sintetici sono riportati nella tabella successiva (tabella 8.22).

La sezione, sottoposta all'incendio ISO834, è stata suddivisa in diversi strati ciascuno dei quali si assume a temperatura costante. Grazie alla simmetria della sezione questi sono di tipo concentrico (figura 8.33).

Strato	D[mm]	d[mm]	T[°C]
1	60	0	32
2	120	60	43
3	180	120	79
4	240	180	148
5	300	240	287
6	360	300	532
7(armat.)	420	360	545
8	480	420	746
Acciaio	/	/	914

Tabella 8.22 Temperature costanti di ogni strato

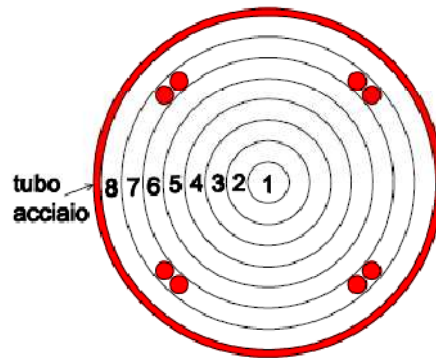


Figura 8.33 - Sezione suddivisa in strati

- Calcolo dei momenti di inerzia e delle aree di ogni strato

Strato	Area[mm ²]	Inerzia [mm ⁴]
Acciaio	7775	2,382E+08
Cls -1	2827	6,362E+05
Cls -2	8482	9,543E+06
Cls -3	14137	4,135E+07
Cls -4	19792	1,113E+08
Cls -5	25447	2,347E+08
Cls -6	31102	4,269E+08
Cls -7	42553	7,030E+08
Cls -8	42412	1,078E+09
Armatura	4247	3,458E+07

Tabella 8.23 Aree e inerzie singoli strati

- Definizione dei legami tensione-deformazione dei materiali

Il modulo elastico tangente e il livello tensionale dell'acciaio si può determinare come riportato nel punto 3.2.1 dell'UNI EN 19941-2.

Risulta necessario calcolare il limite di proporzionalità $f_{ap,\theta}$, il massimo livello tensionale $f_{ay,\theta}$ e la pendenza del ramo lineare $E_{a,\theta}$, sia per il profilo tubolare che per l'armatura, tali valori sono riportati nella tabella 8.24.

sezione tubolare				
$f_{ap,9}$	12,7	N/mm ²	$K_{p,9}$	0,03575
$f_{ay,9}$	20,3	N/mm ²	$K_{y,9}$	0,0572
$E_{a,9}$	13514	N/mm ²	$K_{e,9}$	0,06435
$\varepsilon_{ap,9}$	0,00094	/		
barre armature				
$f_{sp,9}$	161,6	N/mm ²	$K_{p,9}$	0,359
$f_{sy,9}$	246,8	N/mm ²	$K_{y,9}$	0,5485
$E_{s,9}$	68880	N/mm ²	$K_{e,9}$	0,328
$\varepsilon_{sp,9}$	0,00235	/		

Tabella 8.24 Definizione parametri per il legame σ - ε acciaio

	a	b	c
Acciaio strutturale	0,019069697	7,85401	0,23926
Armatura	0,017705034	92,23036	6,955357

Tabella 8.25 Calcolo valori a,b,c riportati nel prospetto 3.1

I parametri a,b,c sono quei valori che permettono, tramite le formule indicate in normativa, di ricavare il modulo elastico tangente e il livello tensionale dell'acciaio quando la deformazione ε è compresa nel seguente range:

$$\varepsilon_{ap,9} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ay,9}$$

La relazione tensione-deformazione del calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[\frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)}{\left\{ 2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\}} \right]$$

Strato	$f_{c,9}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{cu,9}$	$K_{c,9}$
CLS-1	28	0,002725	1
CLS-2	28	0,00293125	1
CLS-3	28	0,00360625	1

CLS-4	27,328	0,00472	0,976
CLS-5	24,164	0,006805	0,863
CLS-6	15,456	0,0182	0,552
CLS-7	14,91	0,0195	0,5325
CLS-8	6,468	0,025	0,231

Tabella 8.26 Definizione parametri per il legame σ - ε calcestruzzo

Per determinare $N_{fi,cr}$ e $N_{fi,pl,Rd}$ è necessario calcolare il modulo elastico tangente ed il livello tensionale. Entrambi dipendono dalla deformazione ε . Si può iniziare da una piccola deformazione e incrementarla fino a che i due valori di N non sono simili.

A favore di sicurezza si considera un valore limite di $\varepsilon = 0.4\%$.

Dalla tabella 8.27 alla 8.35 sono riportate per le diverse ε di tentativo

ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm²]	$E_{i9\sigma}$
$\varepsilon 1$	0,0005	Acciaio	6,76	13514
		Cls -1	7,68	15223,44412
		Cls -2	7,15	14186,74804
		Cls -3	5,82	11584,50961
		Cls -4	4,34	8664,12
		Cls -5	2,66	5322,15
		Cls -6	0,64	1273,79
		Cls -7	0,57	1146,90
		Cls -8	0,19	388,08
		Armatura	34,44	68880
ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm²]	$E_{i9\sigma}$
$\varepsilon 2$	0,001	Acciaio	13,02	3424
		Cls -1	15,04	13953,06875
		Cls -2	14,05	13228,9895
		Cls -3	11,52	11158,91772
		Cls -4	8,68	8520,929591
		Cls -5	5,32	5292,666578
		Cls -6	1,27	1273,423612
		Cls -7	1,15	1146,613756
		Cls -8	0,39	388,0303285
		Armatura	68,88	68880
ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm²]	$E_{i9\sigma}$
$\varepsilon 3$	0,0015	Acciaio	13,89	1150

		Cls -1	21,34	10941,128
		Cls -2	20,14	10898,89751
		Cls -3	16,86	10070,59634
		Cls -4	12,82	8142,56335
		Cls -5	7,95	5213,347728
		Cls -6	1,91	1272,420566
		Cls -7	1,72	1145,879412
		Cls -8	0,58	387,9123811
		Armatura	103,32	68880
ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm²]	$E_{i9\sigma}$
$\varepsilon 4$	0,0017	Acciaio	14,10	985
		Cls -1	23,37	9280,535964
		Cls -2	22,19	9574,558417
		Cls -3	18,81	9414,370343
		Cls -4	14,43	7905,312051
		Cls -5	8,98	5162,535672
		Cls -6	2,16	1271,771384
		Cls -7	1,95	1145,404085
		Cls -8	0,66	387,8360176
		Armatura	117,10	68880
ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm²]	$E_{i9\sigma}$
$\varepsilon 5$	0,002	Acciaio	14,37	830
		Cls -1	25,74	6496,811831
		Cls -2	24,73	7280,82886
		Cls -3	21,46	8201,218783
		Cls -4	16,73	7446,707807
		Cls -5	10,52	5061,839929
		Cls -6	2,55	1270,46925
		Cls -7	2,29	1144,450553
		Cls -8	0,78	387,682784
		Armatura	137,76	68880
ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm²]	$E_{i9\sigma}$
$\varepsilon 6$	0,00205	Acciaio	14,41	810
		Cls -1	26,05	6016,495656
		Cls -2	25,08	6874,578898
		Cls -3	21,87	7974,862873
		Cls -4	17,10	7358,035649
		Cls -5	10,77	5041,978619
		Cls -6	2,61	1270,209922
		Cls -7	2,35	1144,260632
		Cls -8	0,80	387,6522566

ε di tentativo		Armatura	141,20	68880
ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm ²]	$E_{i,9\sigma}$
$\varepsilon 7$	0,00208	Acciaio	14,44	799
		Cls -1	26,23	5727,856139
		Cls -2	25,29	6628,822291
		Cls -3	22,10	7836,077584
		Cls -4	17,32	7303,155762
		Cls -5	10,92	5029,620775
		Cls -6	2,65	1270,048146
		Cls -7	2,38	1144,142151
		Cls -8	0,81	387,6332111
		Armatura	143,27	68880
ε di tentativo		Strati	$\sigma_{i,9}$ [N/mm ²]	$E_{i,9\sigma}$
$\varepsilon 8$	0,00209	Acciaio	14,44	795
		Cls -1	26,28	5631,638828
		Cls -2	25,35	6546,621849
		Cls -3	22,18	7789,336544
		Cls -4	17,40	7284,58382
		Cls -5	10,97	5025,427308
		Cls -6	2,66	1269,993177
		Cls -7	2,40	1144,101892
		Cls -8	0,81	387,6267393
		Armatura	143,96	68880

Tabella 8.28/8.35 Processo iterativo

Nella seguente tabella (tabella 8.36) si riportano i valori di $N_{fi,cr}$ e $N_{fi,pl,Rd}$ per le diverse deformazioni di tentativo finchè non si è arrivato a convergenza:

Deformazione	$N_{fi,cr}$ [KN]	$N_{fi,pl,Rd}$ [KN]
0,0005	3271	570
0,001	2484	1131
0,0015	2269	1630
0,0017	2231	1820
0,002	2171	2091
0,00205	2160	2135
0,00208	2154	2161
0,00209	2152	2169

Tabella 8.36 Valori delle resistenze assiali per le diverse iterazioni

Pertanto:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} = 2152 \text{ KN}$$

PILASTRO	$N_{fi,Rd}$ [KN]	$N_{sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
1	2152	1981,25	OK

La resistenza assiale dopo 90 minuti di esposizione risulta soddisfatta.

Verifica pilastri 2,3,4:

Valutazione della resistenza in condizioni di incendio del pilastro 2,3,4 soggetti a carico assiale e per una classe di esposizione R60. Per questi pilastri la verifica è stata condotta con lo stesso metodo esposto precedentemente, per cui di seguito verrà esposta solamente una tabella riassuntiva delle verifiche (Tabella 8.37):

PILASTRO	$N_{fi,Rd}$ [KN]	$N_{sd,fire}$ [kN]	VERIFICA
2	4234	1616	OK
3	2827	1145	OK
4	1587	1145	OK

Tabella 8.37 Verifiche a sforzi assiali al fuoco pilastri 2,3,4

Pertanto anche in questo caso la resistenza assiale dopo 60 minuti di esposizione all'incendio risulta garantita.

CONCLUSIONI

Nella presente tesi di Laurea Magistrale è stato presentato un caso di studio reale di edificio che verrà realizzato nel comune de L'Aquila al posto di un una struttura esistente notevolmente danneggiata dal sisma e di conseguenza demolita integralmente.

L'edificio oggetto di studio presenta una struttura portante avente telai spaziali composti da elementi prefabbricati di tipo rep. Le analisi al fuoco presentate su questa tipologia strutturale confermano anzitutto che le strutture intelaiate costituite da elementi a sezione mista acciaio-calcestruzzo di tipo REP costituiscono una tipologia strutturale caratterizzata da buone prestazioni in caso di sisma e di incendio.

Ai fini di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti e limitare la propagazione del fuoco dei suoi fumi secondo quanto previsto dalle normative antincendio. La capacità del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della capacità portante propria degli elementi strutturali singoli, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo.

Nel sistema REP la valutazione della resistenza al fuoco non viene limitata soltanto al singolo elemento strutturale come spesso accade nella prefabbricazione, ma contempla tutto il sistema costruttivo con particolare attenzione ai dettagli e alle possibili criticità in opera.

La resistenza passiva al fuoco di questa tipologia costruttiva può essere eventualmente garantita da rivestimenti protettivi applicati alle strutture in opera, quali vernici intumescenti o intonaci antincendio. In fase di progettazione va considerato che l'applicazione di un rivestimento protettivo in opera va periodicamente mantenuto e che tutte le parti devono essere facilmente ispezionabili.

Il sistema REP permette di ottenere in maniera efficace l'obiettivo della robustezza strutturale, vista l'affidabilità che offre in fase di realizzazione e la rispondenza al progetto. Dal punto di vista strutturale il sistema REP garantisce elevate risorse di sovra resistenza, in quanto permette la realizzazione di strutture iperstatiche anche con elementi prefabbricati. Nei pilastri misti acciaio-calcestruzzo la camicia metallica, oltre ad essere di per sé fonte di sovra resistenza, funge da elemento di confinamento continuo per il calcestruzzo aumentandone notevolmente le capacità di resistenza e duttilità.

L'utilizzo di travi miste tralicciate riveste attualmente un'importanza superiore rispetto al passato. La possibilità di ridurre drasticamente il numero e la durata delle lavorazioni in cantiere, oltre a rappresentare un notevole vantaggio economico, permette una migliore razionalizzazione ed un miglior impiego dei materiali.

Negli ultimi anni tale sistema costruttivo è in fase di evoluzione: sono nate diverse tipologie di travi e pilastri, e le continue attività di studi e prove di laboratorio condotte da diverse aziende produttrici in collaborazione con istituti universitari e di ricerca hanno permesso di individuare soluzioni adeguate alle diverse esigenze progettuali e costruttive che si presentano.

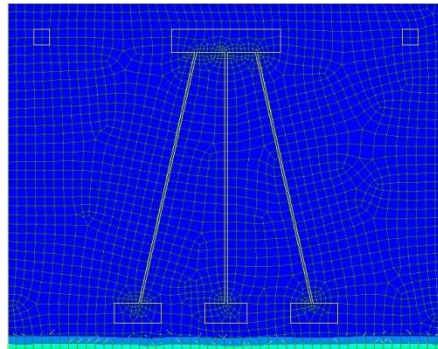
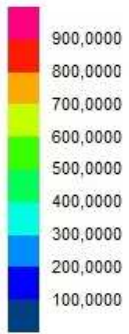
Alla luce degli studi effettuati nella presente si ritiene il sistema rep una valida soluzione in tutti i campi dell'ingegneria strutturale ed edile. In particolare l'utilizzo di particolari accorgimenti permette di rendere efficace tale sistema anche in caso di incendio.

APPENDICE

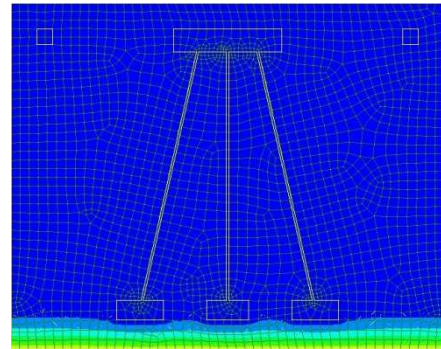
MAPPATURA TERMICHE DELLE SEZIONI

TRAVE N°1

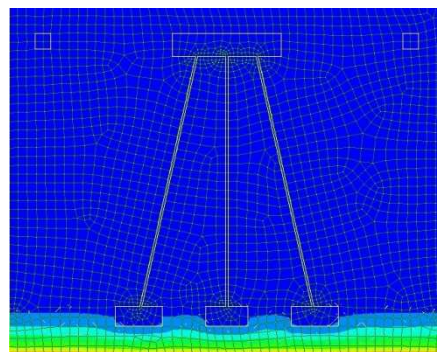
Plate Temperature (C)



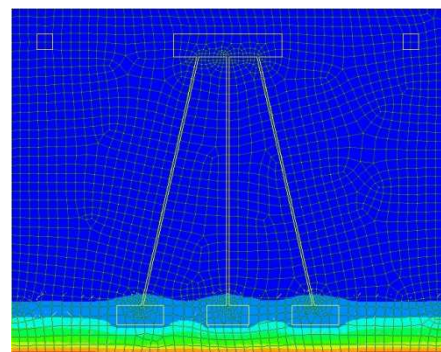
TEMPO: 15 MIN



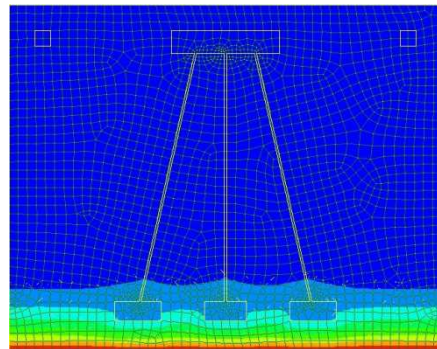
TEMPO: 30MIN



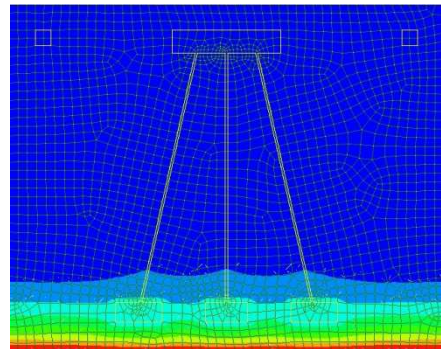
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



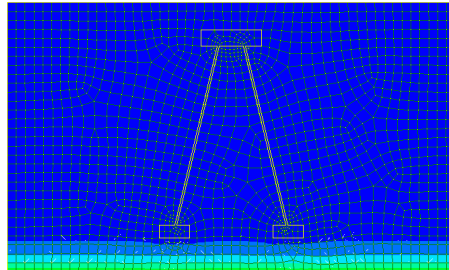
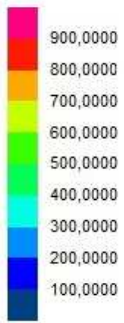
TEMPO: 75 MIN



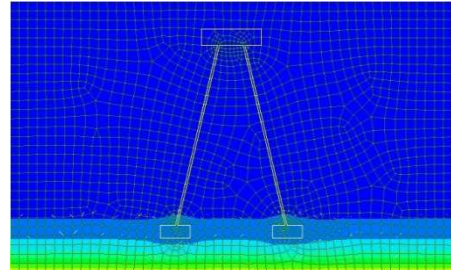
TEMPO: 90MIN

TRAVE N°2

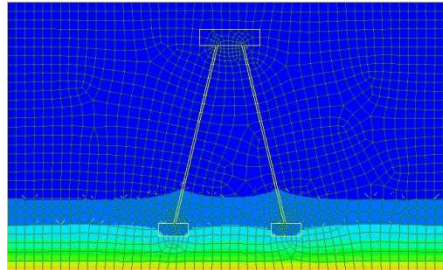
Plate Temperature (C)



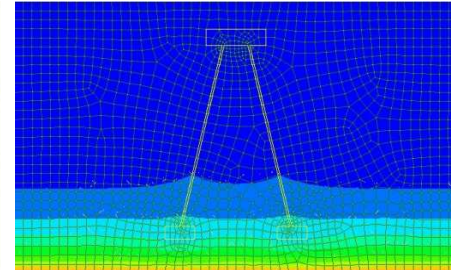
TEMPO: 15 MIN



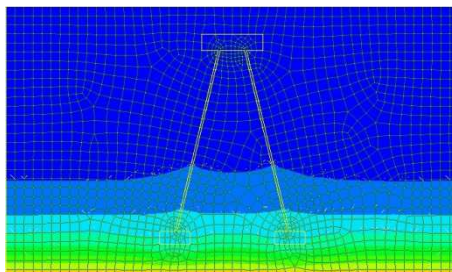
TEMPO: 30MIN



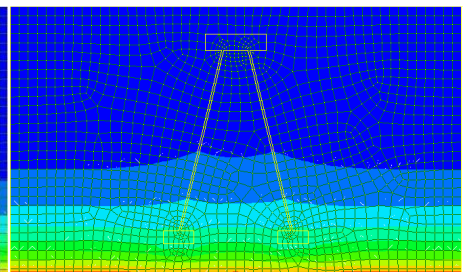
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



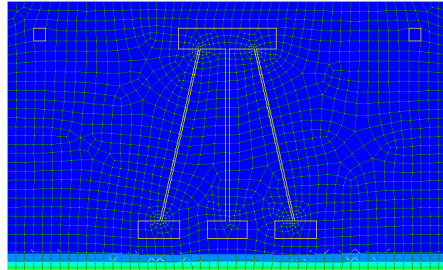
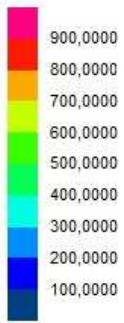
TEMPO: 75 MIN



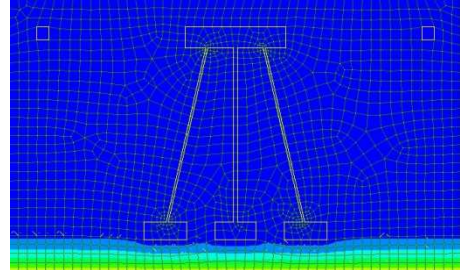
TEMPO: 90MIN

TRAVE N°3

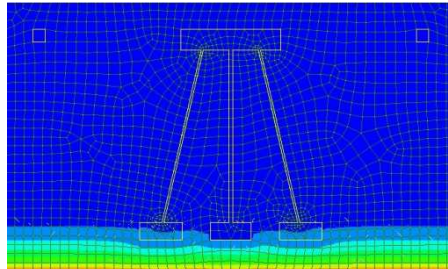
Plate Temperature (C)



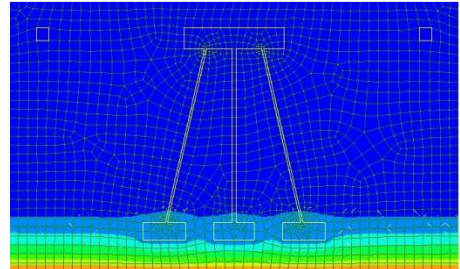
TEMPO: 15 MIN



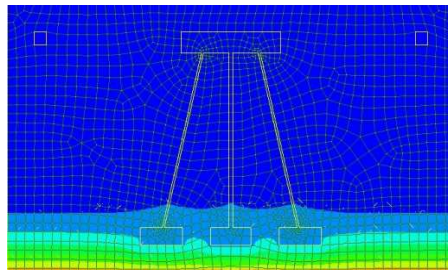
TEMPO: 30MIN



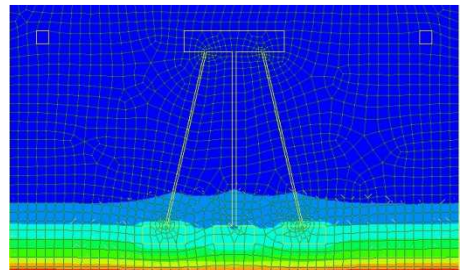
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



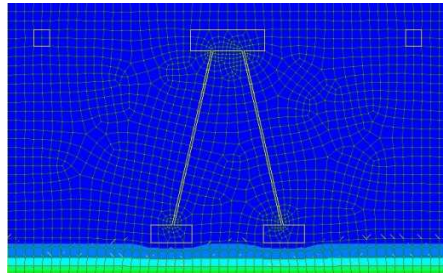
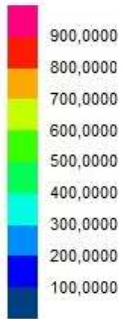
TEMPO: 75 MIN



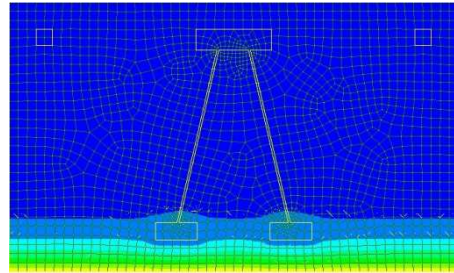
TEMPO: 90MIN

TRAVERSE N°4

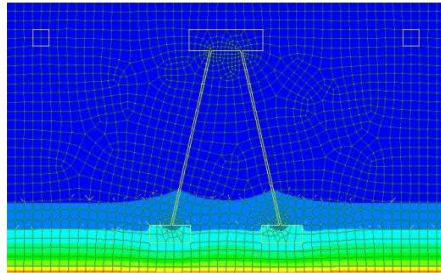
Plate Temperature (C)



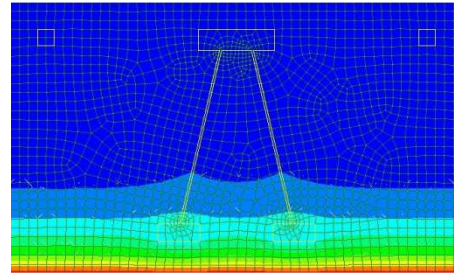
TEMPO: 15 MIN



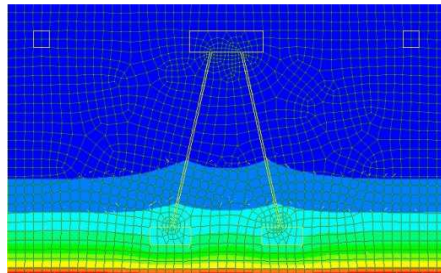
TEMPO: 30MIN



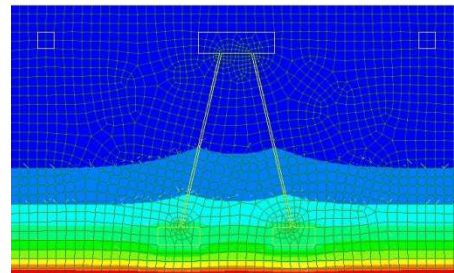
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



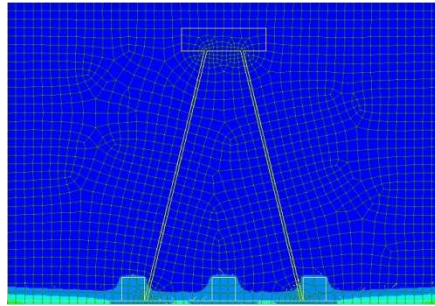
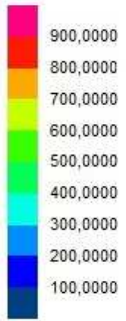
TEMPO: 75 MIN



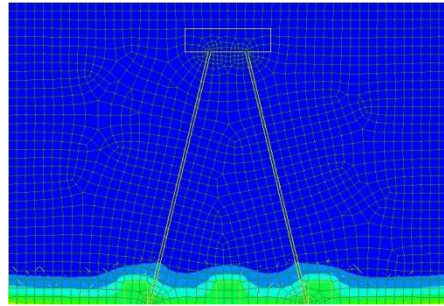
TEMPO: 90MIN

TRAVERSE N°5

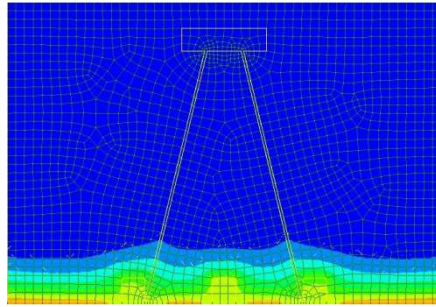
Plate Temperature (C)



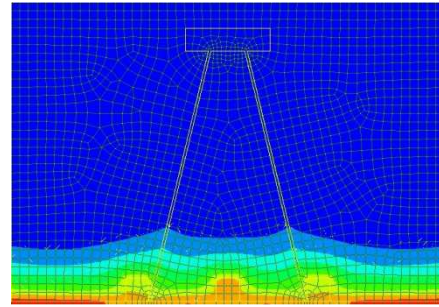
TEMPO: 15 MIN



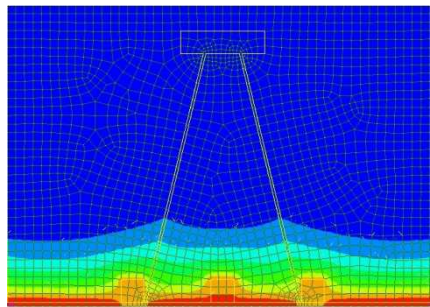
TEMPO: 30MIN



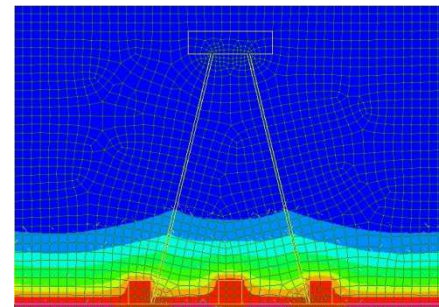
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



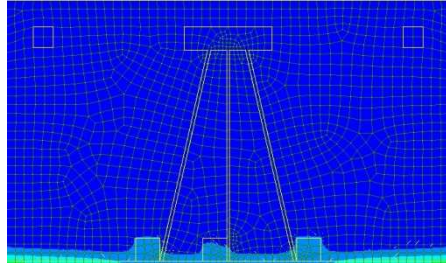
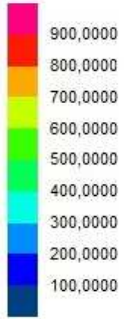
TEMPO: 75 MIN



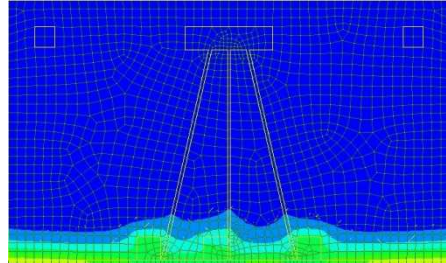
TEMPO: 90MIN

TRAVE N°6

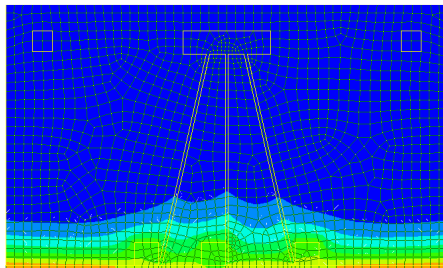
Plate Temperature (C)



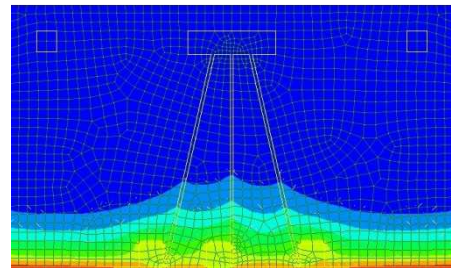
TEMPO: 15 MIN



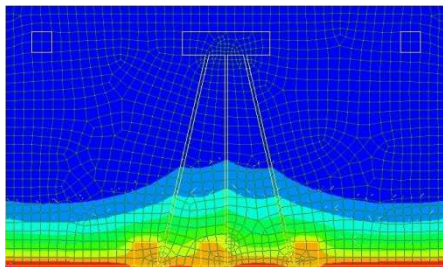
TEMPO: 30MIN



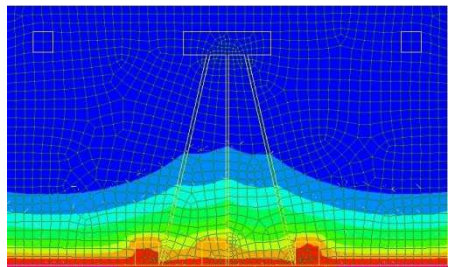
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



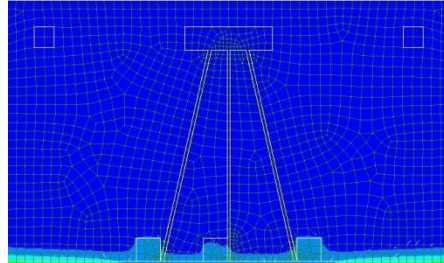
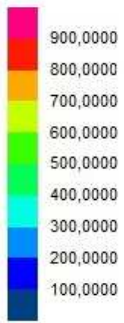
TEMPO: 75 MIN



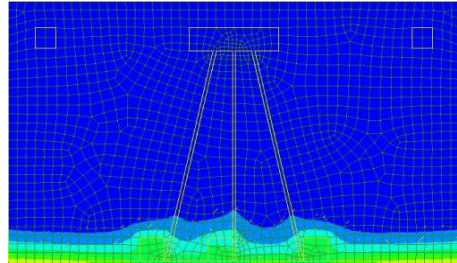
TEMPO: 90MIN

TRAVE N°7

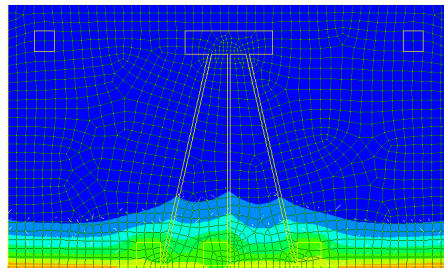
Plate Temperature (C)



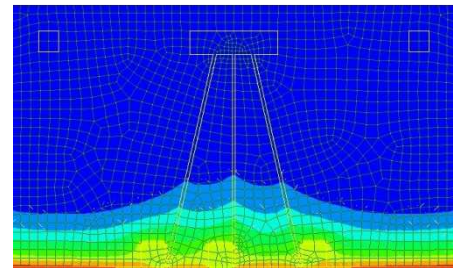
TEMPO: 15 MIN



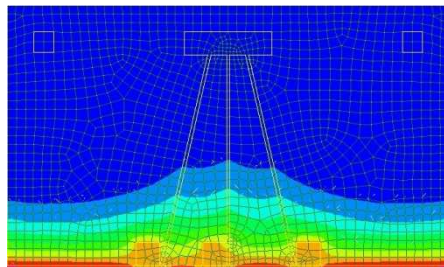
TEMPO: 30MIN



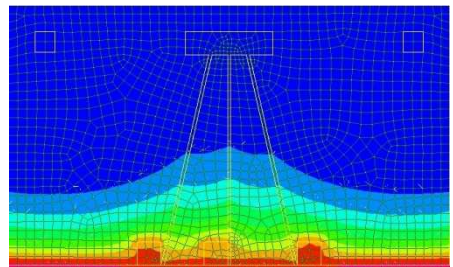
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



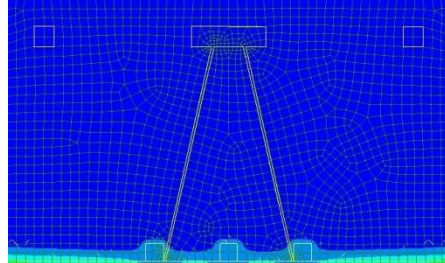
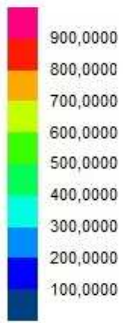
TEMPO: 75 MIN



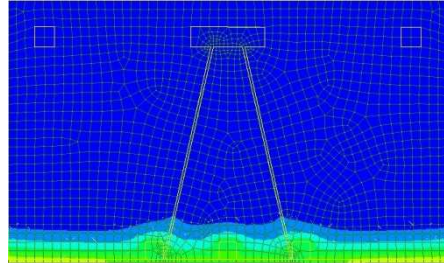
TEMPO: 90MIN

TRAVE N°8

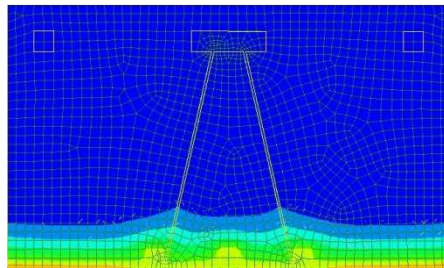
Plate Temperature (C)



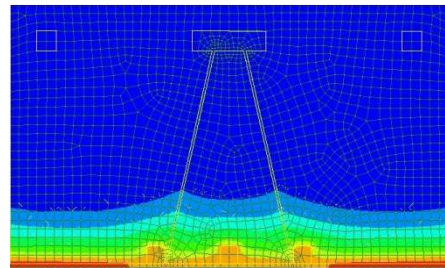
TEMPO: 15 MIN



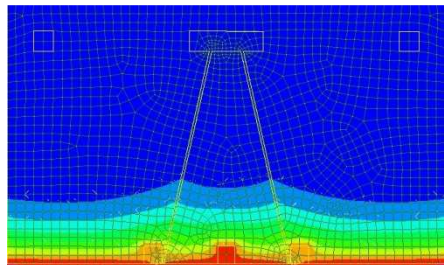
TEMPO: 30MIN



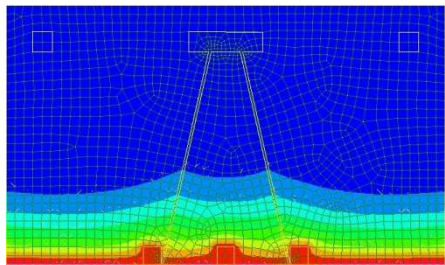
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



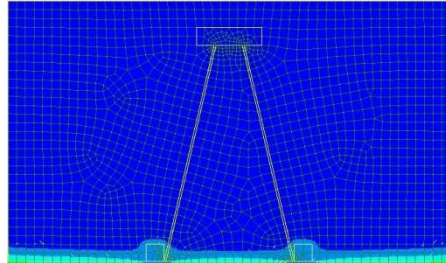
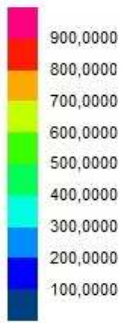
TEMPO: 75 MIN



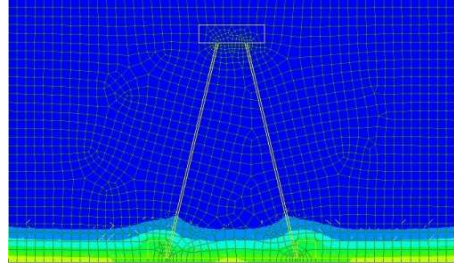
TEMPO: 90MIN

TRAVE N°9

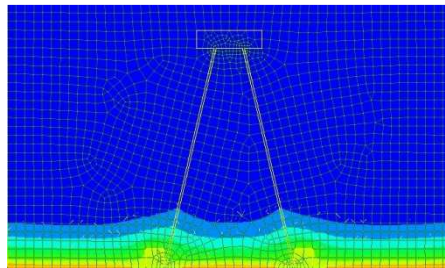
Plate Temperature (C)



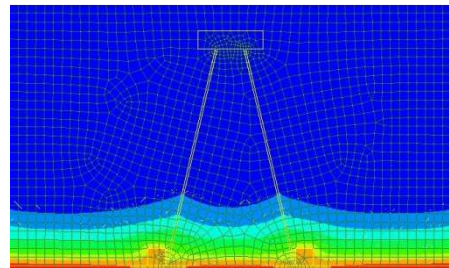
TEMPO: 15 MIN



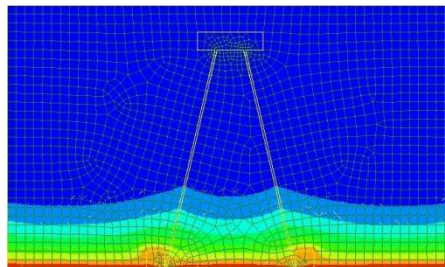
TEMPO: 30MIN



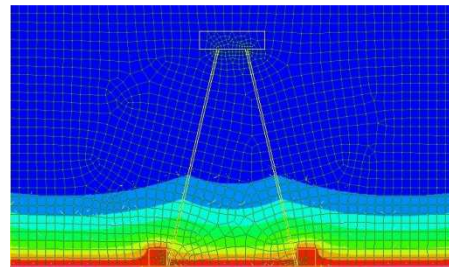
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



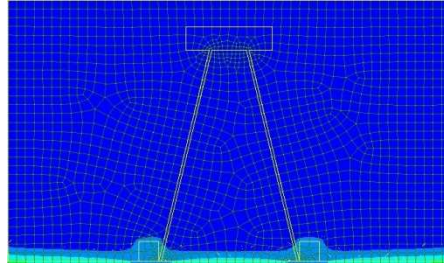
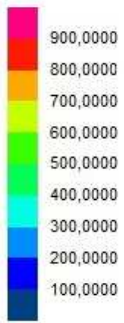
TEMPO: 75 MIN



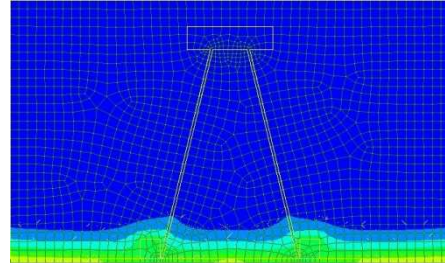
TEMPO: 90MIN

TRAVE N°10

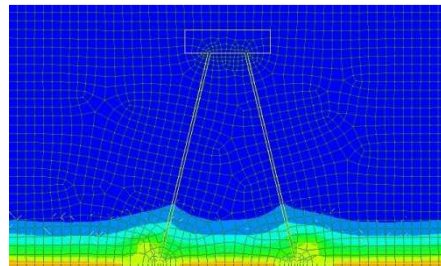
Plate Temperature (C)



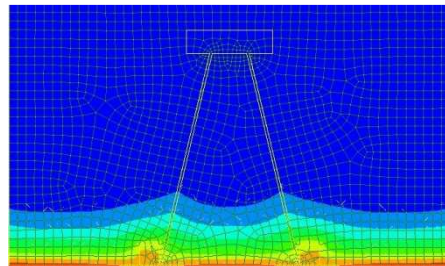
TEMPO: 15 MIN



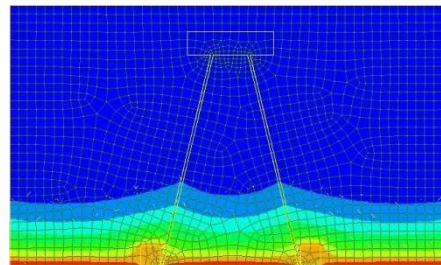
TEMPO: 30MIN



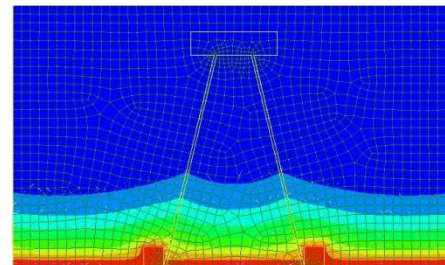
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN

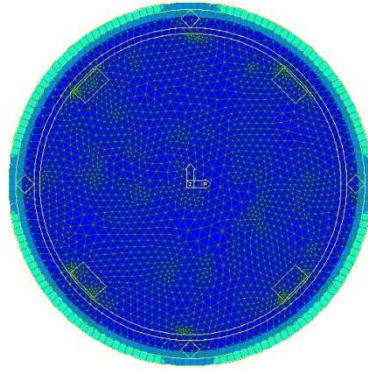
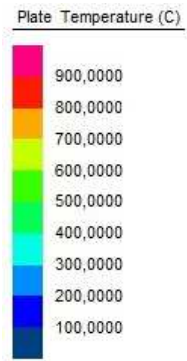


TEMPO: 75 MIN

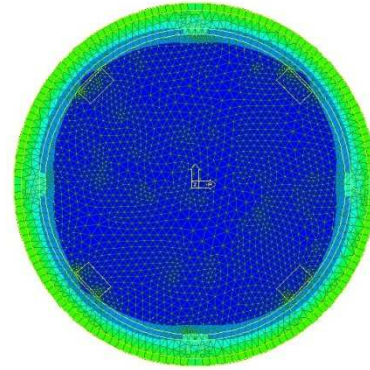


TEMPO: 90MIN

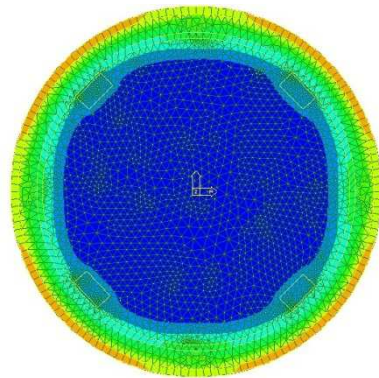
PILASTRO N°1,2



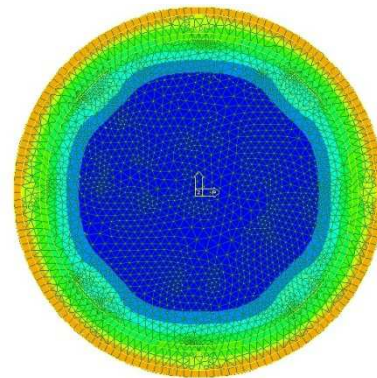
TEMPO: 15 MIN



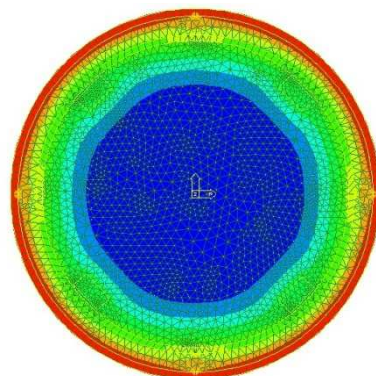
TEMPO: 30MIN



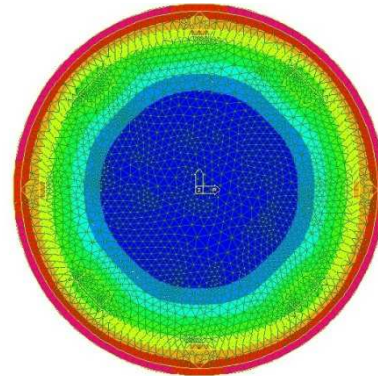
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN

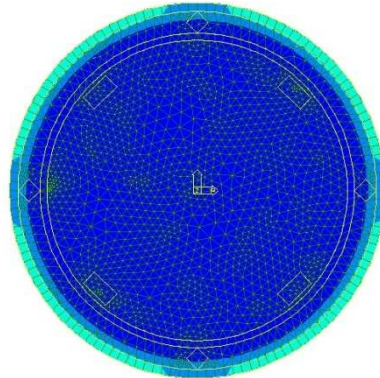
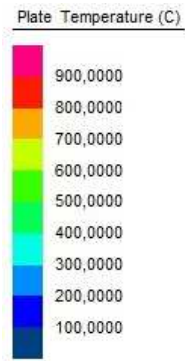


TEMPO: 75 MIN

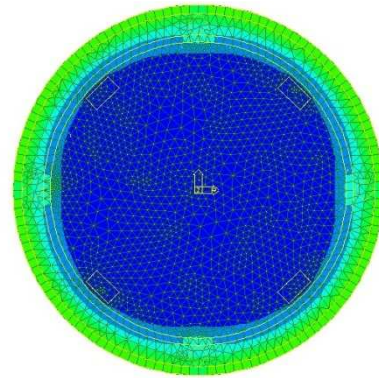


TEMPO: 90MIN

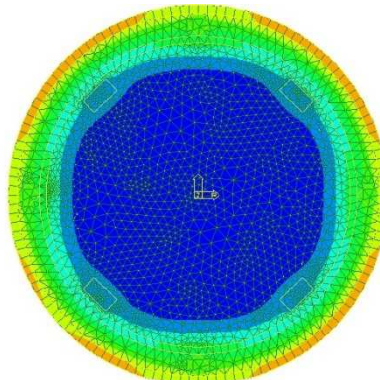
PILASTRO N°3



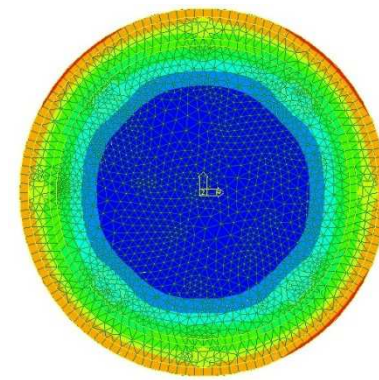
TEMPO: 15 MIN



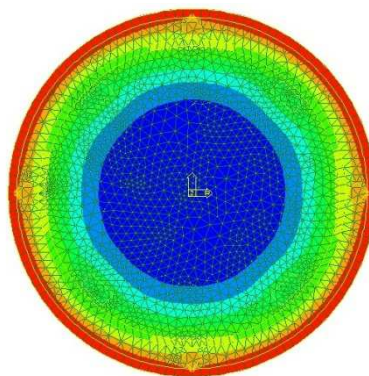
TEMPO: 30MIN



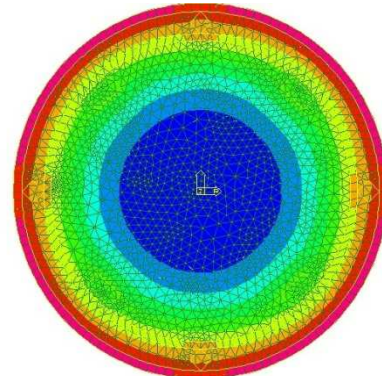
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN

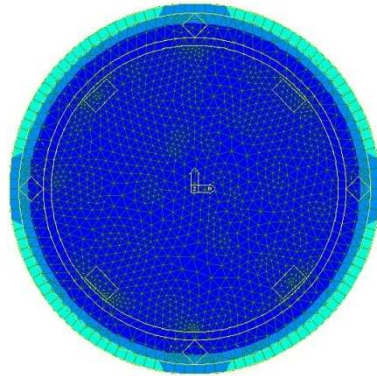
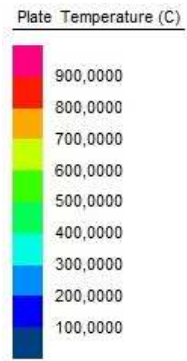


TEMPO: 75 MIN

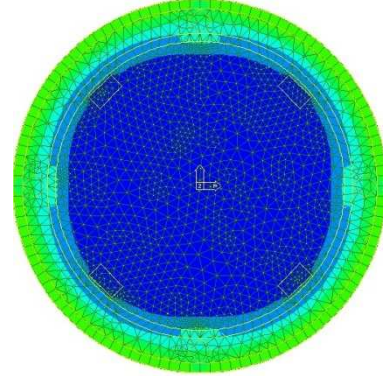


TEMPO: 90MIN

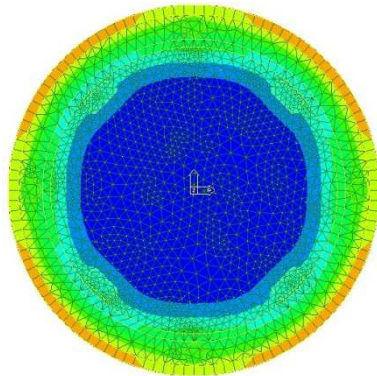
PILASTRO N°4



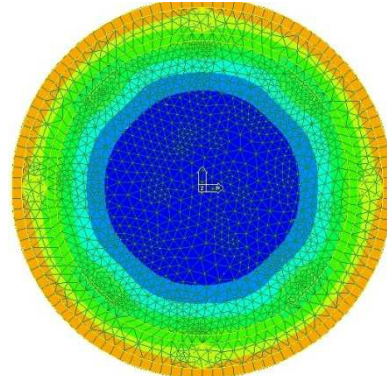
TEMPO: 15 MIN



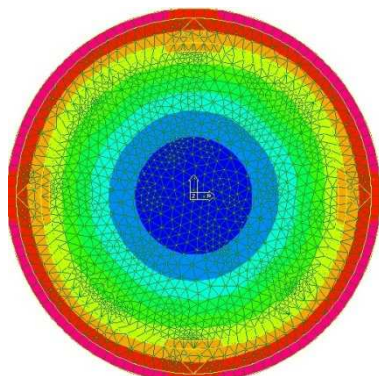
TEMPO: 30MIN



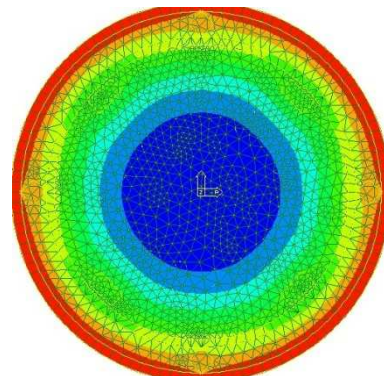
TEMPO: 45 MIN



TEMPO: 60MIN



TEMPO: 75 MIN



TEMPO: 90MIN

BIBLIOGRAFIA:

- ✓ Nigro E., Pustorino S., Cefarelli G. e Princi P.,” Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio”, Hoepli Editore, Milano,2009.
- ✓ Gambarova P., Felicetti R., Buchanan A.H.,” Progetto delle strutture resistenti al fuoco”, Hoepli Editore, Milano,2009.
- ✓ Caciolai M., Ponticelli L., “Resistenza al fuoco delle costruzioni, Collana “Antincendio e Sicurezza”, UTET Editore, Torino, 2008.
- ✓ Cefarelli G. (2006), Resistenza in caso di incendio di strutture composte acciaio-calcestruzzo, prof. ing. E. Nigro Università di Napoli “Federico II”.
- ✓ D’Elia P., Materazzi A.L. e Nigro E. (2002), La verifica di colonne composte acciaio calcestruzzo in caso di incendio: quadro normativo e metodi semplificati, V Workshop Italiano sulle Strutture Composte.
- ✓ 2-D Analysis of composite steel-concrete beams in fire
- ✓ STRAUS 7 Theoretical Manual, Sydney 2000
- ✓ Decreto Ministeriale 14/1/2008, “Norme Tecniche delle Costruzioni, Testo Unico”, Ministro delle Infrastrutture di concerto con Ministro dell’Interno.
- ✓ Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2/2/2009 N°617, Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/1/2008.
- ✓ Eurocodice 4 : Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- ✓ Eurocodice 4 : Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l’incendio

LINKOGRAFIA:

- ✓ <http://www.tecnostrutture.eu>
- ✓ <http://www.rep.eu>
- ✓ <http://www.assoprem.it>
- ✓ <http://www.vigilfuoco.it>
- ✓ <http://www.wikipedia.it>
- ✓ www.dlc.it
- ✓ <http://www.structuresinfire.com>

RINGRAZIAMENTI

Eccomi di nuovo qui dopo 2 anni a scrivere nuovamente i ringraziamenti. La sensazione che si prova è sempre piacevole, perché questo momento segna la fine di un percorso e forse l'inizio di qualcosa di nuovo e stimolante. Non è facile citare e ringraziare, in poche righe, tutte le persone che hanno contribuito alla nascita e allo sviluppo di questa tesi di laurea: chi con una collaborazione costante, chi con un supporto morale o materiale, chi con consigli e suggerimenti o solo con parole di incoraggiamento.

Ringrazio *i miei genitori* per essermi stati vicini sempre, per avermi incoraggiato e sostenuto nelle mie scelte, per avermi permesso di studiare e di conseguire questo prestigioso traguardo. **Grazie infinite!!!**

Ringrazio di cuore la mia ragazza *Rosi* che mi è stata vicina in questo cammino e che, con le sue sorprendenti manifestazioni di affetto ho tratto la forza per superare tutti gli ostacoli e trovare gli stimoli per attraversare questo percorso arduo ma affascinante. **Grazie per essere stata al mio fianco!!!**

Grazie a mia sorella *Rossella* che con i suoi consigli, durante la convivenza e anche dopo, ha saputo indirizzarmi sempre verso la strada migliore.

Un ringraziamento va ai miei compagni di studi *Mario, Armando, Domenico e Marco* per essermi stati vicini sia nei momenti difficili e sia nei momenti felici, sono stati per me amici piuttosto che semplici compagni.

Un ringraziamento particolare, non me ne vogliano gli altri, è doveroso nei confronti di *Maruzzo* perché ha avuto la pazienza e la gentilezza di avermi supportato, ma, soprattutto sopportato in questi anni.

Desidero ringraziare il professore *Benedetti Andrea*, relatore di questa tesi, per la grande disponibilità e cortesia dimostratemi e per tutto l'aiuto fornito durante la stesura. Inoltre vorrei ringraziare *Gallamini Mattia*, che in veste di correlatore ha saputo offrirmi un supporto essenziale e prezioso attraverso la sua continua disponibilità e prontezza nei chiarimenti e suggerimenti.

Per ultimo ma non meno importante ringrazio me stesso per essere riuscito ad ottenere questo nuovo traguardo, affrontando le difficoltà incontrate senza mai abbattermi.

Grazie a tutti per essermi stati vicini.

Giambattista Buongiorno

17 / 03 / 2014