

# SAP2000

software per l'analisi e la verifica delle strutture

**manuale a cura di:**

Massimo Brunetta  
Michele De Lorenzi  
Leonardo Bandini  
Andrea Bidoli

Proprietà letteraria riservata  
CSiItalia Srl, Galleria San Marco 4  
33170 Pordenone  
Gennaio 2012



# COPYRIGHT

I programmi SAP2000 e ETABS e tutta la documentazione ad essi associata sono proprietà privata e sono protetti da diritti di autore. I diritti di proprietà a livello internazionale appartengono alla Computers and Structures, Inc. L'uso dei programmi senza licenza o la riproduzione della documentazione relativa, senza preventiva autorizzazione della Computers and Structures, Inc., sono espressamente proibiti.

Computers and Structures Inc.  
1995 University Avenue  
Berkeley, California 94704, USA  
tel: 001 510 845 2177  
fax: 001 510 845 4906  
email: [info@csiberkeley.com](mailto:info@csiberkeley.com)  
web: [www.csiberkeley.com](http://www.csiberkeley.com)

Questo manuale è stato redatto dalla CSiItalia Srl., su autorizzazione della Computers and Structures, Inc., ispirandosi liberamente ai manuali originali. Nessuna responsabilità sulla sua correttezza può essere imputata alla Computers and Structures Inc.

Ulteriori informazioni o copie di questa documentazione possono essere reperiti presso:

CSiItalia Srl.  
Galleria San Marco 4  
33170 Pordenone, Italia  
tel: 0434 28465  
fax: 0434 28466  
email: [info@csi-italia.eu](mailto:info@csi-italia.eu)  
web: [www.csi-italia.eu](http://www.csi-italia.eu)

## DICHIARAZIONE LIBERATORIA

ALLO SVILUPPO DEI PROGRAMMI SAP2000 E ETABS E DELLA DOCUMENTAZIONE RELATIVA SONO STATI DEDICATI MOLTO LAVORO E RISORSE. I PROGRAMMI SONO STATI UTILIZZATI E TESTATI A FONDO. SCEGLIENDO DI USUFRUIRNE, TUTTAVIA, L'UTENTE ACCETTA E CAPISCE CHE NESSUNA GARANZIA SULLA LORO ACCURATEZZA E' ESPRESSAMENTE O IMPLICITAMENTE OFFERTA DAI PRODUTTORI O DAI DISTRIBUTORI.

L'UTENTE HA L'ONERE DI COMPRENDERE CHIARAMENTE GLI ASSUNTI DEI PROGRAMMI E DI VERIFICARNE IN MODO INDIPENDENTE I RISULTATI.

## RINGRAZIAMENTI

Ringraziamo tutti i numerosi ingegneri strutturisti che, nel corso degli anni, hanno fornito preziosi suggerimenti ai fini del miglioramento di questi programmi.

Un riconoscimento speciale è dovuto al Dott. Edward L. Wilson, Professore Emerito, Università di Berkeley, California, che è stato responsabile del concepimento e dello sviluppo della serie di programmi SAP e la cui continua originalità ha prodotto molti dei concetti peculiari implementati nella presente versione.

# Indice

<b>I</b>	<b>Verifica elementi in Calcestruzzo</b>	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>Informazioni generali</b>	<b>3</b>
1.1	Normativa di riferimento . . . . .	3
1.2	Unità di misura . . . . .	4
1.3	Assegnazione della procedura di progetto . . . . .	4
1.4	Combinazioni di carico di progetto . . . . .	5
1.5	Stazioni di progetto . . . . .	6
1.6	Progetto di travi . . . . .	6
1.7	Progetto di pilastri . . . . .	7
1.8	Progetto di elementi piani . . . . .	8
1.9	Gerarchia delle resistenze . . . . .	8
1.10	Effetti del secondo ordine . . . . .	8
1.11	Lunghezze libere di inflessione degli elementi . . . . .	11
1.12	Calcolo automatico dei coefficienti di lunghezza effettiva ( $k$ ) . . . . .	13
1.13	Sezioni di analisi e sezioni di progetto . . . . .	15
<b>2</b>	<b>Procedura di progetto per elementi in c.a.</b>	<b>17</b>
2.1	Sequenza di progetto per elementi frame in c.a. . . . .	17
2.2	Progetto interattivo di elementi frame in c.a. . . . .	20
2.3	Visualizzazione dei risultati di progetto per elementi frame in c.a. . . . .	21
2.4	Sequenza di progetto per elementi piani in c.a. . . . .	23
2.5	Visualizzazione dei risultati di progetto per elementi piani in c.a. . . . .	23
<b>3</b>	<b>Progetto secondo Eurocodice 2 ed Eurocodice 8</b>	<b>25</b>
3.1	Notazioni . . . . .	25
3.2	Assunti e limitazioni . . . . .	28
3.3	Combinazioni di carico di progetto . . . . .	28
3.4	Progetto di pilastri . . . . .	31
3.4.1	Generazione delle superfici di interazione biassiale . . . . .	31
3.4.2	Progetto/Verifica a presso-tenso flessione biassiale . . . . .	34
3.4.3	Progetto dell'armatura a taglio . . . . .	38

3.5	Progetto di travi . . . . .	42
3.5.1	Progetto dell'armatura longitudinale . . . . .	42
3.5.2	Progetto dell'armatura a taglio . . . . .	48
3.5.3	Progetto dell'armatura a torsione . . . . .	50
3.6	Prescrizioni sismiche . . . . .	54
3.6.1	Tipologie strutturali . . . . .	55
3.6.2	Strutture a telaio in CDA . . . . .	55
3.6.3	Strutture a telaio in CDM . . . . .	64
3.6.4	Strutture a telaio in CDB . . . . .	68
3.7	Preferenze di verifica . . . . .	68
3.8	Sovrascritture . . . . .	71
3.8.1	Sovrascritture per le travi . . . . .	71
3.8.2	Sovrascritture per i pilastri . . . . .	73
3.9	Output di progetto . . . . .	75
3.9.1	Output di progetto per le travi . . . . .	75
3.9.2	Output di progetto per i pilastri . . . . .	78
<b>4</b>	<b>Esempio di calcolo: Telaio in CDA</b>	<b>81</b>
4.1	Definizione della struttura . . . . .	81
4.2	Analisi dei carichi . . . . .	84
4.3	Combinazioni di progetto . . . . .	87
4.4	Impostazione dei parametri di progetto . . . . .	87
4.5	Progetto delle travi . . . . .	89
4.6	Progetto dei pilastri . . . . .	91
4.7	Gerarchia delle resistenze trave-pilastro . . . . .	92
4.8	Progetto del nodo trave-pilastro . . . . .	93
<b>II</b>	<b>Verifica elementi in Acciaio</b>	<b>95</b>
<b>5</b>	<b>Informazioni generali</b>	<b>97</b>
5.1	Normativa di riferimento . . . . .	97
5.2	Unità di misura . . . . .	98
5.3	Assegnazione della procedura di progetto . . . . .	98
5.4	Combinazioni di carico di progetto . . . . .	98
5.5	Stazioni di progetto . . . . .	99
5.6	Gerarchia delle resistenze . . . . .	100
5.7	Effetti del secondo ordine . . . . .	100
5.8	Lunghezze libere di inflessione degli elementi . . . . .	102
5.9	Calcolo automatico dei coefficienti di lunghezza effettiva ( $k$ ) . . . . .	103
5.10	Sezioni di analisi e sezioni di progetto . . . . .	106

<b>6</b>	<b>Procedure di progetto e verifica per elementi in acciaio</b>	<b>109</b>
6.1	Verifica di elementi frame in acciaio . . . . .	109
6.2	Verifiche interattive di elementi frame in acciaio . . . . .	111
6.3	Progetto e ottimizzazione di elementi frame in acciaio . . . . .	112
6.4	Visualizzazione dei risultati di progetto/verifica per elementi frame in acciaio . . . . .	114
<b>7</b>	<b>Progetto secondo Eurocodice 3 ed Eurocodice 8</b>	<b>117</b>
7.1	Assi di riferimento . . . . .	117
7.2	Notazioni . . . . .	117
7.3	Assunti e limitazioni . . . . .	119
7.3.1	Assunti . . . . .	120
7.3.2	Limitazioni . . . . .	121
7.4	Parametri generali di progetto . . . . .	121
7.4.1	Materiali e coefficienti di sicurezza . . . . .	121
7.4.2	Combinazioni di carico di progetto . . . . .	122
7.5	Classificazione delle sezioni . . . . .	124
7.6	Progetto per azioni assiali . . . . .	127
7.6.1	Area di calcolo . . . . .	127
7.6.2	Verifica di resistenza a trazione . . . . .	127
7.6.3	Verifica di resistenza a compressione . . . . .	128
7.6.4	Verifica ad instabilità . . . . .	128
7.7	Progetto per azioni flettenti . . . . .	131
7.7.1	Verifica di resistenza a flessione . . . . .	132
7.7.2	Verifica ad instabilità laterale . . . . .	134
7.8	Progetto per azioni taglianti . . . . .	135
7.8.1	Area a taglio . . . . .	135
7.8.2	Verifica di resistenza a taglio . . . . .	135
7.8.3	Verifica ad instabilità a taglio . . . . .	135
7.9	Progetto per azioni composte . . . . .	136
7.9.1	Verifiche di resistenza per l'azione composta di flessione, taglio e sforzo assiale . . . . .	136
7.9.2	Verifiche di instabilità per l'azione composta di flessione e sforzo assiale . . . . .	139
7.10	Prescrizioni sismiche . . . . .	141
7.10.1	Tipologie strutturali . . . . .	141
7.10.2	Strutture a telaio in CDA . . . . .	142
7.10.3	Strutture a telaio in CDM . . . . .	144
7.10.4	Strutture a telaio in CDB . . . . .	144
7.10.5	Strutture a controventi concentrici in CDA . . . . .	145
7.10.6	Strutture a controventi concentrici in CDM . . . . .	146
7.10.7	Strutture a controventi concentrici in CDB . . . . .	147
7.10.8	Strutture a controventi eccentrici in CDA . . . . .	147

7.10.9	Strutture a controventi eccentrici in CDM . . . . .	150
7.10.10	Strutture a controventi eccentrici in CDB . . . . .	151
7.10.11	Strutture a pendolo inverso . . . . .	151
7.10.12	Strutture secondarie . . . . .	151
7.11	Progetto dei nodi . . . . .	151
7.11.1	Progetto delle nervature di continuit� . . . . .	152
7.11.2	Progetto delle imbottiture d'anima . . . . .	155
7.11.3	Verifica dei rapporti di resistenza trave-colonna . . . . .	157
7.11.4	Calcolo dei tagli di progetto per le connessioni delle travi .	158
7.11.5	Calcolo delle azioni di progetto per le connessioni dei controventi . . . . .	159
7.12	Preferenze di verifica . . . . .	160
7.13	Sovrascritture . . . . .	162
7.14	Output di progetto . . . . .	167
<b>8</b>	<b>Esempio di calcolo: Telaio in CDA</b>	<b>175</b>
8.1	Definizione della struttura . . . . .	175
8.2	Analisi dei carichi . . . . .	178
8.3	Combinazioni di progetto . . . . .	180
8.4	Impostazione dei parametri di progetto . . . . .	181
8.5	Verifica delle travi . . . . .	182
8.6	Verifica delle colonne . . . . .	186
8.7	Verifica dei rapporti di resistenza trave-colonna . . . . .	188
8.8	Progetto delle nervature di continuit� e delle imbottiture d'anima .	188
8.9	Identificazione degli elementi non verificati . . . . .	189
<b>III</b>	<b>Appendici</b>	<b>191</b>
	<b>Panoramica su Section Designer</b>	<b>193</b>
8.10	Introduzione . . . . .	193
8.11	Descrizione di Section Designer . . . . .	193
8.11.1	Come lanciare Section Designer da SAP2000 . . . . .	193
8.11.2	L'interfaccia . . . . .	195
8.12	Alcuni esempi . . . . .	196
8.12.1	Pilastro quadrato . . . . .	196
8.12.2	Trave di forma qualunque con foro . . . . .	201
8.12.3	Sezione composta calcestruzzo/acciaio . . . . .	206
8.12.4	PacMan . . . . .	208

# Elenco delle figure

1.1	effetti del secondo ordine su un elemento . . . . .	9
1.2	calcolo della luce libera di inflessione degli elementi . . . . .	12
2.1	parametri di progetto per pilastri in c.a. . . . .	18
2.2	parametri di progetto per travi in c.a. . . . .	19
2.3	progettazione interattiva degli elementi frame . . . . .	21
3.1	distribuzione delle deformazioni per il calcolo dei punti di contorno del dominio di resistenza . . . . .	32
3.2	esempio di superficie di interazione biassiale di un pilastro . . . . .	33
3.3	distribuzione degli sforzi e delle deformazioni all'interno della se- zione del pilastro . . . . .	33
3.4	rappresentazione geometrica del coefficiente di utilizzo di un pilastro	39
3.5	progetto dell'armatura longitudinale di una trave rettangolare . . . . .	44
3.6	progetto dell'armatura longitudinale di una trave a T . . . . .	46
3.7	armatura efficace e geometria della sezione per la resistenza a torsione	52
3.8	calcolo dei tagli di gerarchia per una trave . . . . .	57
3.9	calcolo dei tagli di gerarchia per un pilastro . . . . .	58
3.10	forze agenti sul nodo trave-pilastro . . . . .	60
3.11	calcolo della sollecitazione di progetto del nodo trave-pilastro . . . . .	62
3.12	preferenze di progettazione per l'EC2-2004 . . . . .	70
3.13	Sovrascritture travi . . . . .	72
3.14	Sovrascritture pilastri . . . . .	74
3.15	finestra riassuntiva di progetto per le travi . . . . .	75
3.16	finestra di dettaglio per il progetto di travi . . . . .	77
3.17	finestra riassuntiva di progetto per i pilastri . . . . .	78
3.18	finestra di dettaglio per il progetto di pilastri . . . . .	80
4.1	travi 30x40 . . . . .	82
4.2	pilastri 30x40 . . . . .	82
4.3	pilastri 30x50 . . . . .	83
4.4	geometria globale del telaio . . . . .	83

4.5	definizione dei materiali . . . . .	84
4.6	distribuzione dei carichi permanenti . . . . .	85
4.7	distribuzione dei carichi variabili . . . . .	85
4.8	spettro di risposta allo SLV impiegato nell'analisi . . . . .	86
4.9	casi di analisi . . . . .	86
4.10	combinazioni di progetto . . . . .	87
4.11	preferenze di progetto . . . . .	88
4.12	impostazione delle combinazioni di progetto . . . . .	88
4.13	armatura longitudinale di progetto delle travi . . . . .	89
4.14	inserimento delle armature di estremità delle travi . . . . .	90
4.15	armatura a taglio di progetto delle travi . . . . .	91
4.16	armatura longitudinale di progetto dei pilastri . . . . .	92
4.17	verifica gerarchia trave-pilastro . . . . .	93
4.18	progetto dell'armatura orizzontale del nodo trave-pilastro . . . . .	94
5.1	effetti del secondo ordine su un elemento . . . . .	101
5.2	calcolo della luce libera di inflessione degli elementi . . . . .	104
6.1	progettazione interattiva degli elementi frame . . . . .	112
6.2	definizione delle liste di sezioni . . . . .	113
7.1	configurazioni riconosciute per strutture a controventi eccentrici . . . . .	147
7.2	preferenze di progettazione per l'EC3-2005 . . . . .	163
7.3	Sovrascritture . . . . .	166
7.4	finestra riassuntiva di verifica per elementi in acciaio . . . . .	167
7.5	dettagli di verifica (prima parte) . . . . .	171
7.6	dettagli di verifica (seconda parte) . . . . .	172
7.7	dettagli di verifica (terza parte) . . . . .	173
8.1	IPE220 . . . . .	176
8.2	HE220A . . . . .	176
8.3	geometria globale del telaio . . . . .	177
8.4	definizione dei materiali . . . . .	177
8.5	distribuzione dei carichi permanenti . . . . .	178
8.6	distribuzione dei carichi variabili . . . . .	179
8.7	spettro di risposta allo SLV impiegato nell'analisi . . . . .	179
8.8	casi di analisi . . . . .	180
8.9	combinazioni di progetto . . . . .	180
8.10	preferenze di progetto . . . . .	181
8.11	impostazione delle combinazioni di progetto . . . . .	182
8.12	vincolo allo sbandamento sulla piattabanda superiore . . . . .	183
8.13	risultati della verifica P-M-M delle travi in acciaio . . . . .	183
8.14	risultati della verifica a taglio delle travi in acciaio . . . . .	184

8.15	impostazione delle combinazioni di progetto per il calcolo dei coefficienti $\Omega$ . . . . .	185
8.16	risultati della verifica P-M-M delle travi in acciaio per le sole combinazioni sismiche . . . . .	185
8.17	preferenze di progetto corrette . . . . .	186
8.18	risultati della verifica P-M-M delle colonne in acciaio . . . . .	187
8.19	risultati della verifica a taglio delle colonne in acciaio . . . . .	187
8.20	risultati della verifica dei rapporti di resistenza trave-colonna e della progettazione del nodo . . . . .	188
8.21	identificazione di tutti gli elementi non verificati . . . . .	189
8.22	identificazione del tipo di verifica non soddisfatta . . . . .	190
8.23	Modello di telaio creato attraverso i template predefiniti . . . . .	194
8.24	Finestra di Section Designer . . . . .	195
8.25	Finestra di preferenze di Section Designer . . . . .	197
8.26	Finestra per la definizione delle proprietà di forma della sezione . . . . .	197
8.27	Sezione pilastro in calcestruzzo in Section Designer . . . . .	198
8.28	Finestra per la definizione delle barre d'armatura d'angolo . . . . .	198
8.29	Finestra per la definizione delle barre d'armatura laterali . . . . .	199
8.30	Finestra delle proprietà della sezione . . . . .	200
8.31	Dominio resistente della sezione . . . . .	200
8.32	Diagramma momento curvatura della sezione . . . . .	201
8.33	Sezione di trave in c.a. con foro all'interno . . . . .	202
8.34	Disegno di due figure sovrapposte . . . . .	204
8.35	Sezioni con indicati i metodi usati per la disposizione di ogni barra di armatura . . . . .	205
8.36	Finestra di definizione proprietà armatura lineare . . . . .	205
8.37	Finestra di definizione proprietà armatura singola . . . . .	206
8.38	Sezione della trave con le armature . . . . .	207
8.39	Sezione composta acciaio-calcestruzzo . . . . .	207
8.40	Finestra di definizione proprietà sezione in acciaio . . . . .	208
8.41	Sezione PacMan . . . . .	209



# Elenco delle tabelle

7.2	rapporti larghezza spessore per elementi compressi . . . . .	125
7.3	rapporti larghezza spessore per elementi presso-inflessi . . . . .	126
7.4	rapporti larghezza spessore per elementi inflessi . . . . .	127
7.9	elenco delle tipologie strutturali riconosciute . . . . .	141



Parte I

Verifica elementi in  
Calcestruzzo



# Capitolo 1

## Informazioni generali

Nel presente capitolo verranno introdotti i concetti di base ed evidenziati i passi fondamentali che compongono il processo di progettazione e verifica degli elementi in calcestruzzo.

SAP2000 integra un post processore in grado di fornire risultati completi per quanto riguarda:

- Progettazione dell'armatura longitudinale e trasversale di travi in c.a.
- Progettazione e verifica dell'armatura longitudinale e progetto dell'armatura trasversale di pilastri in c.a.
- Progettazione dell'armatura longitudinale di elementi piani in c.a. (solette, setti...)

### 1.1 Normativa di riferimento

La normativa di riferimento per il progetto/verifica degli elementi strutturali deve essere determinata all'interno del menu **Design > Concrete Frame Design > View/Revise Preferences**. È possibile scegliere una normativa di progetto qualsiasi da applicare ad una qualunque analisi di carico. Nella medesima esecuzione della procedura progettuale non è possibile progettare alcuni elementi seguendo una normativa ed altri seguendone un'altra, tuttavia è possibile realizzare esecuzioni progettuali diverse utilizzando normative differenti senza rilanciare le analisi.

La descrizione dettagliata delle procedure di progetto/verifica implementate per le varie normative è consultabile attraverso il menu **Help > Documentation > Design > Concrete Frame Design** e specificando la normativa desiderata.

## 1.2 Unità di misura

Per la progettazione di aste in calcestruzzo, può essere utilizzato come input un set qualsiasi di unità consistenti. Convenzionalmente, i codici progettuali sono basati su uno specifico set di unità (ad es. Newton - millimetri - secondi per l'EC2) ma è comunque possibile utilizzare un qualunque sistema di unità di misura per definire e progettare un edificio, come anche cambiare in qualsiasi momento il sistema di unità che si sta utilizzando.

## 1.3 Assegnazione della procedura di progetto

Prima di procedere al progetto od alla verifica degli elementi strutturali occorre associare agli stessi una determinata procedura di progetto. L'assegnazione delle procedure di progetto ai vari elementi viene fatta a livello di definizione della sezione.

In particolare, per elementi frame in calcestruzzo, all'interno del menu **Define > Section properties > Frame Sections > Modify/Show Properties > Concrete Reinforcement** è possibile specificare il tipo di progettazione fra:

- Column: pilastri in calcestruzzo progettati o verificati per l'interazione  $P$ - $M_2$ - $M_3$ , e progettati a taglio in entrambe le direzioni del piano.
- Beam: travi in calcestruzzo progettate solo a momento forte  $M_3$ , taglio corrispondente  $V_2$  e torsione.

Per sezioni definite attraverso Section Designer l'unica opzione disponibile fra le preferenze di progettazione è "Concrete Column". È inoltre possibile escludere taluni elementi dal processo di verifica assegnando, attraverso il comando **Design > Overwrite Frame Design Procedure**, l'opzione No Design.

Per elementi piani in calcestruzzo, all'interno del menu **Define > Section properties > Area Sections > Modify/Show Shell design parameters** è possibile specificare il tipo di progettazione fra:

- Default: soletta a doppia armatura con copriferro pari al 10% dello spessore della soletta
- One layer: soletta a semplice armatura con copriferro specificato
- Two layers: soletta a doppia armatura con copriferro specificato

---

## 1.4 Combinazioni di carico di progetto

Il programma crea automaticamente un numero di combinazioni di carico di progetto in base alla normativa selezionata. E' possibile aggiungere combinazioni personalizzate oppure modificare o cancellare le combinazioni di default del programma. Le combinazioni di carico da includere nel processo di progetto/verifica possono essere specificate attraverso il menu **Design > Concrete Frame Design > Select Design Combos**.

Tutti i codici di calcolo prevedono la combinazione dei carichi e delle azioni attraverso l'uso di fattori moltiplicativi. I fattori utilizzati ed il modo in cui carichi e le azioni vengono combinati dipendono dal codice di calcolo selezionato. Più in dettaglio i fattori di combinazione vengono applicati alle forze ed ai momenti corrispondenti alle analisi dei singoli casi di carico. I valori così ottenuti vengono poi sommati per ottenere le forze ed i momenti relativi alla combinazione di carico. Eseguendo l'analisi ad elementi finiti per i singoli casi di carico e poi sommando i risultati moltiplicati per i fattori di carico, è possibile definire le varie combinazioni anche dopo aver lanciato l'analisi della struttura.

Per combinazioni di carico che comprendono analisi a spettro di risposta, analisi time history, analisi a carichi mobili, e combinazioni del tipo involucro, srss, somma dei valori assoluti... dove pertanto ogni corrispondenza fra le quantità interagenti viene persa, **il programma crea automaticamente le sottocombinazioni multiple usando permutazioni di massimi/minimi delle quantità interagenti**. La procedura di permutazione appena descritta genera quindi otto scenari di verifica distinti per ogni combinazione.

**Nota:** non sono richieste combinazioni separate con fattori negativi per i casi di carico a spettro di risposta poiché il valore derivante dall'analisi viene automaticamente assunto sia con segno positivo che negativo.

Come anticipato, per le combinazioni di carico standard che includono carichi statici (come carichi permanenti, carichi variabili, carico da vento e carico da sisma) e/o carichi dinamici (come il carico sismico generato da uno spettro di risposta), il programma è dotato di una procedura per la generazione di combinazioni di default. Tali combinazioni sono basate sulle raccomandazioni contenute nel relativo codice di progetto. Le combinazioni di carico di default assumono come presupposto che tutti gli schemi di carico dichiarati come permanenti (DEAD) siano addittivi. Allo stesso modo, tutti gli schemi di carico dichiarati come variabili (LIVE) sono considerati addittivi. Ogni schema di carico statico dichiarato come da vento (WIND) o da sisma (QUAKE), o i casi di carico a spettro di risposta, sono considerati non addittivi fra di loro e danno luogo a combinazioni di carico laterale multiple (nel caso di carichi da vento e carico da sisma statico anche con permutazione di segno).

Qualora le combinazioni generate automaticamente non siano corrette, e/o qualora vi sia la necessità di inserire altri scenari di carico non inclusi, l'utente deve intervenire correggendo e/o inserendo manualmente le combinazioni.

## 1.5 Stazioni di progetto

Per ogni combinazione di carico, ogni elemento viene progettato e/o verificato in un numero predefinito di stazioni distribuite in modo equidistante su tutta la sua lunghezza. Il numero di stazioni per ogni elemento frame può essere impostato dall'utente, prima di effettuare l'analisi della struttura, attraverso il menu **Assign > Frame > Output Stations**.

## 1.6 Progetto di travi

Il programma progetta come travi, tutti gli elementi asta in calcestruzzo cui è stato assegnato il design type "Beam" come specificato in precedenza. **Gli elementi frame definiti come travi devono avere sezione rettangolare, ad L o a T.**

Nella progettazione di travi in calcestruzzo il programma calcola e riporta, per ogni stazione di output della trave, le aree di acciaio richiesto per la flessione, per il taglio e per la torsione basate sui momenti e i tagli della trave. **Tutte le travi sono progettate solamente per la flessione in direzione principale  $M_3$ , per il taglio associato  $V_2$  e per la torsione  $T$ . Gli effetti risultanti da qualsiasi forza assiale e da flessione in direzione secondaria che potrebbero esistere nelle travi, devono essere investigate indipendentemente dall'utente in modo autonomo.**

La sezione della trave è progettata per gli involuipi dei momenti flettenti fattorizzati ottenuti da tutte le combinazioni di carico selezionate. Momenti negativi nella trave producono armatura superiore. In questi casi la trave è sempre progettata come una sezione rettangolare. Momenti positivi nella trave producono armatura inferiore. In questi casi la trave è progettata come una trave rettangolare o come una trave a T. Per la progettazione dell'armatura, la trave è dapprima progettata come una trave ad armatura singola, qualora la sezione non risultasse adeguata, viene calcolata un'opportuna armatura a compressione.

Nella progettazione dell'armatura a taglio i passi comprendono la determinazione della forza di taglio fattorizzata, la determinazione della forza di taglio che può essere portata dal calcestruzzo privo di staffe ed infine la determinazione dell'eventuale armatura richiesta.

Per la progettazione dell'armatura a torsione il momento torcente fattorizzato viene confrontato con il momento torcente di fessurazione. Qualora il momento

---

fattorizzato risultasse superiore al momento di fessurazione il programma calcola l'armatura necessaria a resistere alla torsione.

## 1.7 Progetto di pilastri

Il programma progetta come pilastri, tutti gli elementi asta in calcestruzzo cui è stato assegnato il design type “Column” come specificato in precedenza. I pilastri in c.a. possono avere sezioni di forma arbitraria e vengono calcolati a presso-tenso flessione biassiale e taglio. Nel calcolo dei pilastri l'utente può specificare se il pilastro deve essere progettato oppure verificato. A tal proposito nel menu **Define > Section properties > Frame Sections > Modify/Show Properties > Concrete Reinforcement** è possibile scegliere fra le opzioni:

- Reinforcement to be designed
- Reinforcement to be checked

Nel primo caso l'output sarà del tutto analogo a quello delle travi e verrà fornita, per ogni stazione, la quantità di armatura longitudinale e trasversale minima necessaria a riprendere le sollecitazioni di progetto. Il risultato viene espresso come area minima necessaria da distribuire in modo omogeneo nelle posizioni stabilite dall'utente. Nel secondo caso il programma esegue il calcolo dei fattori di utilizzo (capacity ratio) della sezione in funzione dell'armatura specificata. I fattori di utilizzo danno un'indicazione della condizione di sforzo del pilastro rispetto alla capacità resistente dello stesso. La procedura di calcolo per pilastri in calcestruzzo comprende i seguenti passi:

- Generazione delle superfici di interazione forza-assiale momento biassiale per tutte le differenti sezioni in calcestruzzo del modello
- Verifica della capacità di ogni pilastro per la forza assiale e il momento flettente corrispondente ad ogni combinazione di carico, eventualmente incrementato per tener conto degli effetti del secondo ordine. In alternativa, se il pilastro deve essere progettato, calcolo dell'armatura minima che produce un rapporto di capacità pari ad 1.0
- Progettazione dell'armatura a taglio del pilastro

La procedura di calcolo per l'armatura a torsione è la stessa vista per le travi, viceversa per il calcolo dell'armatura a taglio deve essere considerato l'effetto della forza assiale sulla capacità resistente del calcestruzzo.

## 1.8 Progetto di elementi piani

SAP2000 implementa una procedura per il progetto dell'armatura longitudinale di elementi piani in c.a.. L'algoritmo di calcolo si basa sul cosiddetto "modello a sandwich" composto, al più, da due strati esterni di armatura ed un nucleo centrale in c.a.. In tale rappresentazione si assume che gli sforzi assiali, gli sforzi taglianti nel piano e i momenti flettenti fuori piano siano assorbiti dagli strati esterni; mentre gli sforzi di taglio trasversali vengano ripresi direttamente dal nucleo centrale che si ipotizza essere non fessurato. Nessuna armatura trasversale sarà quindi calcolata.

L'output è composto dall'armatura longitudinale per unità di lunghezza, superiore ed inferiore, nelle due direzioni. Maggiori dettagli sul modello di calcolo utilizzato sono reperibili all'interno del documento: **Help > Documentation > Technical Notes > Concrete Shell Reinforcement Design.**

## 1.9 Gerarchia delle resistenze

I più importanti codici normativi a livello internazionale prevedono che la progettazione sismica delle strutture sia basata sul criterio della gerarchia delle resistenze. SAP2000 integra pienamente tali prescrizioni effettuando, per tutte le combinazioni sismiche selezionate, una progettazione in grado di garantire:

- gerarchia a taglio delle travi in funzione dei momenti resistenti di estremità
- gerarchia a flessione dei pilastri in funzione dei momenti resistenti delle travi incidenti
- gerarchia a taglio dei pilastri in funzione della resistenza flessionale degli stessi
- gerarchia a taglio del nodo strutturale in funzione dei momenti resistenti delle travi incidenti

Le modalità di controllo dei criteri di gerarchia sopra citati sono funzione della normativa di calcolo selezionata. Tutti i dettagli relativi alle procedure implementate per i diversi codici sono reperibili all'interno del percorso **Help > Documentation > Design > Concrete Frame Design.**

## 1.10 Effetti del secondo ordine

Le normative richiedono solitamente che gli effetti del secondo ordine vengano considerati quando si progettano telai in calcestruzzo. Gli effetti del secondo

---

ordine hanno origine da due fonti: la traslazione laterale globale del telaio e la deformazione locale dei singoli elementi del telaio.

Si consideri l'elemento asta mostrato nella figura 5.1 facente parte di una data struttura: il drift globale fra le estremità dell'elemento è indicato con  $\Delta$ , viceversa la deformazione locale dello stesso è indicata con  $\delta$ . Gli effetti totali del secondo ordine nell'elemento sono determinati sia da  $\Delta$  che da  $\delta$ .

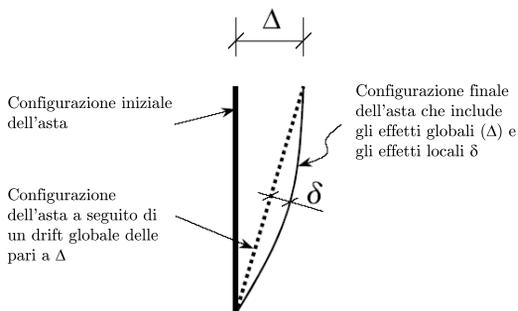


Figura 1.1: effetti del secondo ordine su un elemento

SAP2000 è in grado di cogliere l'influenza di entrambi gli aspetti sul comportamento globale della struttura attraverso un'analisi non lineare P-Delta o in grandi spostamenti. Affinché il contributo dello sbandamento locale dell'elemento venga colto in maniera corretta è necessario che lo stesso sia fisicamente suddiviso in più elementi intermedi. Nella maggioranza dei casi di interesse pratico si preferisce tuttavia non suddividere gli elementi e tener conto degli effetti locali attraverso procedure semplificate integrate nel codice di verifica selezionato (ad es. metodo della curvatura nominale per l'EC2 e le NTC2008).

Al fine di impostare un'analisi di tipo P-Delta o in grandi spostamenti è necessario definire un caso di analisi di tipo statico non lineare o di tipo time history non lineare e scegliere fra i possibili parametri di non linearità geometrica:

- P-Delta: in tal caso la matrice di rigidezza degli elementi viene costruita tenendo conto dell'interazione fra l'azione assiale e flettente. Così facendo viene correttamente modellato l'effetto instabilizzante dei carichi assiali di compressione e quello stabilizzante dei carichi assiali di trazione sul comportamento flettente degli elementi. La matrice di rigidezza diventa perciò funzione dello stato sollecitante e deve essere calcolata attraverso un processo iterativo. Per carichi assiali di compressione molto elevati, vicini ai carichi critici degli elementi, potrebbe essere necessario intervenire sui parametri di convergenza dell'analisi

- P-Delta più grandi spostamenti: scegliendo tale opzione, in aggiunta all'analisi P-Delta, si assume che la struttura sia soggetta a grandi spostamenti e, pertanto, l'ipotesi di riferire le equazioni di equilibrio alla configurazione indeformata non abbia significato. Il sistema risolvibile viene pertanto assemblato a partire dalla configurazione deformata della struttura seguendo un processo iterativo. Il primo passo consiste nell'applicare i carichi alla struttura e calcolare la soluzione in termini di spostamenti tenendo conto dell'effetto P-Delta. La configurazione deformata così ottenuta sarà la configurazione cui verranno riferite le equazioni di equilibrio al passo successivo. In sostanza la soluzione al passo  $i$ -esimo viene calcolata tenendo conto dell'effetto P-Delta applicato alle matrici delle proprietà strutturali relative al passo  $i-1$ . La procedura descritta è quindi doppiamente iterativa: vi è un'iterazione "principale" per il calcolo della configurazione cui riferire le matrici delle proprietà strutturali, ed un'iterazione "secondaria", all'interno del generico passo, per il calcolo della matrice di rigidezza che tiene conto dell'interazione assiale. Il processo termina quando le configurazioni corrispondenti a due passi successivi differiscono meno della tolleranza specificata. Alla luce di quanto detto, un'analisi P-Delta in grandi spostamenti risulta molto più sensibile ai parametri di convergenza rispetto ad una semplice analisi P-Delta

In generale quindi, al fine di rappresentare correttamente gli effetti del secondo ordine su una data struttura, occorre definire gli opportuni casi di analisi non lineare. Nella stragrande maggioranza dei casi pratici è sufficiente fare riferimento ad analisi P-Delta mentre le analisi in grandi spostamenti si rendono necessarie solo per particolari tipologie strutturali. Trattandosi di analisi non lineari, in linea di principio, occorrerebbe definire un'analisi diversa per ogni combinazione strutturale in quanto il principio di sovrapposizione degli effetti non risulta più valido.

Nella pratica progettuale tuttavia, è solitamente possibile effettuare un'utile semplificazione definendo un unico caso non lineare P-Delta, comprendente i carichi verticali più significativi, e lanciare le successive analisi lineari a partire dalla rigidezza corrispondente al caso P-Delta definito. In tal modo sarà possibile cogliere gli effetti instabilizzanti sulla struttura e allo stesso tempo costruire combinazioni di carico basate sul principio di sovrapposizione degli effetti. La rigidezza corrispondente al caso di analisi P-Delta può essere usata anche come rigidezza di partenza per un'analisi modale in modo da considerare opportunamente gli effetti del secondo ordine anche nelle eventuali analisi a spettro di risposta.

Come anticipato, le analisi P-Delta vengono solitamente utilizzate allo scopo di cogliere gli effetti globali sulla struttura mentre gli eventuali effetti locali vengono tenuti in considerazione attraverso procedure semplificate basate sulla snellezza degli elementi. Qualora si sia utilizzata un'analisi P-Delta e gli elementi

---

siano stati opportunamente suddivisi allo scopo di cogliere sia gli effetti globali che gli effetti locali, è opportuno disabilitare tutte le procedura di amplificazione delle sollecitazioni per la valutazione degli effetti del secondo ordine in fase di verifica.

## 1.11 Lunghezze libere di inflessione degli elementi

Le lunghezze di libera inflessione degli elementi sono necessarie per la determinazione mediante metodi approssimati degli effetti locali del secondo ordine agenti sugli stessi. Tali quantità sono espresse come prodotto dei termini:

$$L_{ii} = l_{ii} \cdot k_{ii} \cdot L$$

in cui:

$L_{ii}$	lunghezza libera di inflessione secondo l'asse i-i
$l_{ii}$	rapporto fra la distanza dei punti di supporto dell'elemento e la lunghezza dell'elemento in esame (Unbraced Length Ratio)
$k_{ii}$	coefficiente di lunghezza effettiva per lo sbandamento secondo l'asse i-i (Effective Length Factor)
$L$	lunghezza dell'elemento

Il significato dei termini appena introdotti può essere facilmente interpretato considerando l'esempio riportato in 5.2.

SAP2000 è dotato di algoritmi per la determinazione automatica dei parametri  $l_{ii}$  e  $k_{ii}$ . Il primo viene determinato attraverso il rapporto fra la distanza dei punti di ritegno del generico elemento e la sua lunghezza, viceversa il secondo viene calcolato in funzione del rapporto fra la rigidità flessionale dell'elemento e quella degli elementi di ritegno laterale. Tale procedura, descritta compiutamente al paragrafo 1.12, è valida per strutture continue a nodi spostabili per le quali il valore del parametro  $k_{ii}$  può assumere valori superiori all'unità. Per strutture a nodi fissi (controventate) il parametro  $k_{ii}$  è assunto cautelativamente pari ad 1. Entrambi i valori dei parametri  $l$  e  $k$  vengono determinati indipendentemente per entrambe le direzioni principali.

I valori dei parametri così calcolati possono essere sovrascritti in ogni momento dall'utente attraverso il comando **Design > Concrete Frame Design > View/Revise Overwrites**. È molto importante che, in fase di verifica, venga sempre controllata la bontà dei parametri utilizzati al fine di scongiurare eventuali grossolani errori di calcolo.

In particolare, in assenza di ritegni laterali ad un estremo dell'asta, il programma assume che il pilastro sia controventato ed assume un valore di  $k_{ii}$  pari all'unità. Sarà pertanto compito dell'utente sovrascrivere tale valore qualora il comportamento dell'elemento fosse diverso (ad es. a mensola).

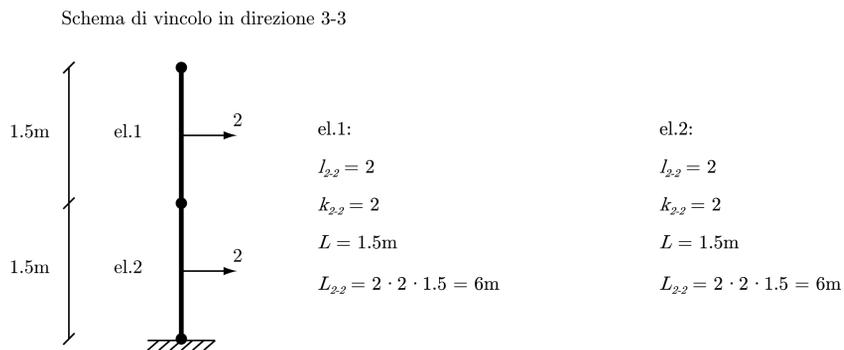
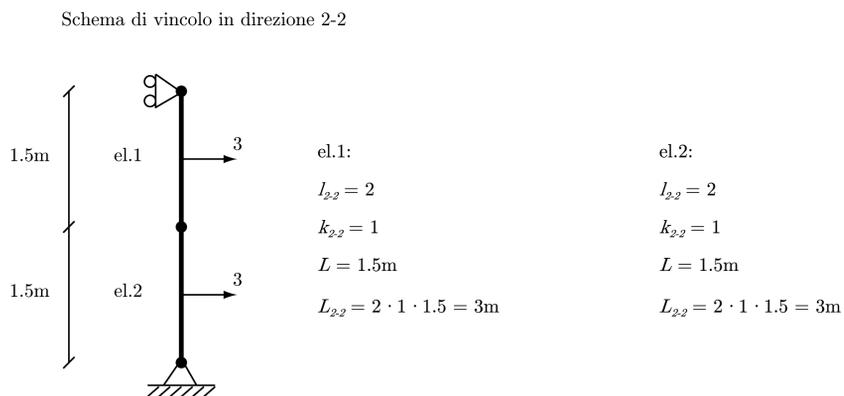


Figura 1.2: calcolo della luce libera di inflessione degli elementi

---

## 1.12 Calcolo automatico dei coefficienti di lunghezza effettiva ( $k$ )

Il programma determina automaticamente i fattori  $k$  per elementi asta. Questi fattori  $k$  possono essere, se desiderato, sovrascritti dall'utente utilizzando il comando **Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites**. Per alcuni utili consigli sui modi in cui il programma calcola i fattori  $k$  si dia un'occhiata all'elenco puntato alla fine di questa sezione.

L'algoritmo per il calcolo del fattore  $k$  è stato sviluppato per edifici a telaio continuo, in cui i pilastri sono verticali e le travi orizzontali, per le quali il calcolo del fattore  $k$  risulta relativamente complesso. Ai fini del calcolo dei fattori  $k$ , gli elementi sono identificati come pilastri, travi e controventi. Tutti gli elementi paralleli all'asse Z vengono classificati come pilastri. Tutti gli elementi paralleli al piano X-Y vengono classificati come travi. I rimanenti sono controventi. Alle travi ed ai pilastri sono assegnati fattori  $k$  unitari. Nel calcolo dei fattori  $k$  per un pilastro, il programma esegue per prima cosa le seguenti quattro somme per ogni nodo nel modello strutturale:

$$\begin{aligned} S_{cx} &= \sum \left( \frac{E_c I_c}{L_c} \right)_x & S_{bx} &= \sum \left( \frac{E_b I_b}{L_b} \right)_x \\ S_{cy} &= \sum \left( \frac{E_c I_c}{L_c} \right)_y & S_{by} &= \sum \left( \frac{E_b I_b}{L_b} \right)_y \end{aligned}$$

dove i pedici  $x$  e  $y$  corrispondono alle direzioni globali  $X$  e  $Y$  e i pedici  $c$  e  $b$  si riferiscono a pilastro e trave. I termini, locali 2-2 e 3-3,  $EI_{22}/L_{22}$  e  $EI_{33}/I_{33}$  vengono ruotati per dare i componenti lungo le direzioni globali  $X$  e  $Y$  a formare i valori  $(EI/L)_x$  e  $(EI/L)_y$ . Quindi per ogni pilastro, le somme nel nodo all'estremità I e J dell'elemento vengono trasformati all'indietro nel sistema di coordinate locali 1-2-3 del pilastro e i valori  $G$  per gli estremi I e J dell'elemento vengono calcolati secondo le direzioni 2-2 e 3-3 come segue:

$$\begin{aligned} G_{22}^I &= \frac{S_{c22}^I}{S_{b22}^I} & G_{22}^J &= \frac{S_{c22}^J}{S_{b22}^J} \\ G_{33}^I &= \frac{S_{c33}^I}{S_{b33}^I} & G_{33}^J &= \frac{S_{c33}^J}{S_{b33}^J} \end{aligned}$$

Se esiste un rilascio torsionale in una particolare estremità (e direzione) di un elemento, il corrispondente valore è impostato a 10.0. Se tutti i gradi di libertà di un particolare nodo vengono cancellati, il valore  $G$  per tutti gli elementi che si connettono in quel nodo verrà impostato a 1.0 per l'estremità dell'elemento che si connette a quel nodo. Infine, se  $G^I$  e  $G^J$  sono noti per una particolare

direzione, il fattore  $k$  del pilastro per la direzione corrispondente viene calcolato risolvendo la seguente relazione per  $\alpha$ :

$$\frac{\alpha^2 G^I G^J - 36}{6 (G^I + G^J)} = \frac{\alpha}{\tan \alpha}$$

da cui  $k = \pi/\alpha$ . Questa relazione è la formulazione matematica per la valutazione dei fattori  $k$  per telai resistenti a momento assumendo che lo sbandamento laterale (sidesway) non sia inibito. Per altre strutture, ad esempio strutture a telaio controventato, i fattori  $k$ , per tutti gli elementi, sono usualmente unitari e dovrebbero essere impostati così dall'utente.

I seguenti aspetti associati all'algoritmo del fattore  $k$  per i pilastri, rivestono una certa importanza:

- Un elemento che ha una cerniera (pin) nel nodo in considerazione non entra nella sommatoria delle rigidezze riportata sopra. Un elemento che ha una cerniera (pin) nell'estremità più lontana rispetto al nodo in considerazione contribuirà solamente per il 50% al valore calcolato di  $EI$ . Inoltre, gli elementi trave che non hanno elementi pilastro nell'estremità più lontana dal nodo in considerazione, come ad esempio le mensole, non entreranno nella sommatoria delle rigidezze.
- Se non ci sono travi che si uniscono in un elemento pilastro in una determinata direzione, il valore  $G$  associato sarà infinito. Se il valore  $G$  in una qualunque estremità del pilastro per una particolare direzione è infinito, il fattore  $k$  corrispondente in quella direzione è impostato all'unità.
- Se i rilasci torsionali esistono in entrambe le estremità dell'elemento per una particolare direzione, il corrispondente fattore  $k$  è impostato all'unità.
- La procedura di calcolo automatico del fattore  $k$  può occasionalmente generare valori artificialmente alti di  $k$ , specificatamente quando vi sono travi in varie direzioni oppure condizioni di supporto fisso o ancora in altre condizioni in cui il programma potrebbe avere difficoltà a riconoscere che gli elementi sono supportati lateralmente e che devono essere usati fattori  $k$  unitari.
- Tutti i fattori  $k$  generati dal programma possono essere sovrascritti dall'utente. Questi valori dovrebbero essere revisionati e ogni valore inaccettabile dovrebbe essere rimpiazzato.
- Alle travi e ai controventi vengono assegnati valori di  $k$  unitari.

---

## 1.13 Sezioni di analisi e sezioni di progetto

La procedura di progetto/verifica integrata all'interno di SAP2000 è fortemente interattiva e permette all'utente di variare numerosi dei parametri in gioco senza dover ripetere l'analisi completa del modello. In particolare, in fase di post processamento, è possibile assegnare in qualsiasi momento ad un dato elemento una sezione diversa da quella utilizzata nell'analisi. In tal modo è possibile rilanciare unicamente il processo di verifica in modo da avere una rapida stima dell'effetto della variazione apportata.

Il comando per assegnare ad un elemento una determinata sezione di progetto è raggiungibile dal menu **Design > Concrete Frame Design > View/Revise Overwrites**. Alla voce *Current Design Section* è possibile imporre che la sezione di progetto sia la medesima utilizzata in fase di analisi, opzione *Program Determined*, oppure assegnare come sezione di progetto una qualunque delle sezioni definite.

È importante sottolineare che l'assegnazione di una sezione differente da quella utilizzata per l'analisi comporta, in generale, anche una redistribuzione degli sforzi sui vari elementi a seguito della variazione di rigidezza introdotta. Risulta pertanto fondamentale, una volta effettuate le modifiche in fase di post processamento, ripetere l'intero processo di analisi e verifica utilizzando le sezioni correnti. Per individuare l'eventuale presenza di elementi con sezione di analisi e progetto diverse è sufficiente eseguire il comando **Design > Concrete Frame Design > Verify Analysis vs Design Sections**.



## Capitolo 2

# Procedura di progetto per elementi in c.a.

In questo capitolo viene descritto il processo di base da seguire per progettare aste ed elementi piani in calcestruzzo utilizzando SAP2000. Sebbene i passaggi esatti da seguire possano, in generale, variare da caso a caso, i passi fondamentali per la progettazione dovrebbero essere simili a quelli descritti di seguito.

Il post processore per il progetto di elementi in calcestruzzo può progettare o verificare l'armatura longitudinale e trasversale di pilastri, può progettare l'armatura longitudinale e trasversale di travi e progettare l'armatura longitudinale bidirezionale di elementi piani in semplice o doppia armatura.

**Nota:** Un elemento asta in calcestruzzo viene progettato come una trave o come un pilastro, in funzione dell'opzione specificata all'interno del menu **Define > Section properties > Frame Sections** come descritto al paragrafo 5.3.

## 2.1 Sequenza di progetto per elementi frame in c.a.

Vengono di seguito riportati i passi fondamentali per la corretta progettazione di elementi asta in c.a.. Come anticipato la sequenza o il numero delle assegnazioni potrà variare da caso a caso ma, in generale, la procedura descritta sarà sufficiente per eseguire il progetto/verifica di un qualunque elemento trave o pilastro.

1. Creare il modello dell'edificio.

2. Assegnare agli elementi frame la procedura di progettazione scegliendo fra “Beam” oppure “Column” nel menu **Define > Section Properties**.

Per i pilastri è necessario specificare se l’elemento debba essere progettato o verificato. Nel primo caso è sufficiente specificare unicamente la posizione esatta dei ferri longitudinali, nel secondo è necessario specificare compiutamente anche l’armatura trasversale.

Per le travi è invece necessario specificare solamente il valore del copriferro superiore ed inferiore e l’armatura di estremità (necessaria per il corretto svoglimento delle verifiche di gerarchia).

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + B450C

Confinement Bars (Ties) + B450C

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 40

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 4

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 3

Longitudinal Bar Size + 16d

Confinement Bars

Confinement Bar Size + 8d

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 150

Number of Confinement Bars in 3-dir 3

Number of Confinement Bars in 2-dir 3

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

Figura 2.1: parametri di progetto per pilastri in c.a.

Figura 2.2: parametri di progetto per travi in c.a.

3. Eseguire l'analisi dell'edificio.
4. Specificare il codice di verifica, scegliendo tra quelli presenti all'interno del menu **Design > Concrete Frame Design > View/Revise Preferences**, e definire i parametri generali ad esso associati (se diversi da quelli di Default).
5. Definire le combinazioni di carico da verificare attraverso il menu **Design > Concrete Frame Design > Select Design Combos**. È possibile scegliere se utilizzare o meno le combinazioni di default previste per il codice di calcolo selezionato, inoltre è sempre possibile inserire manualmente delle combinazioni di carico create dall'utente.
6. Eseguire il progetto/verifica degli elementi attraverso il comando **Design > Concrete Frame Design > Start Design/Check of Structure**.
7. Revisionare i risultati del progetto attraverso il menu **Design > Concrete Frame Design > Display Design Info**. Attraverso tale comando è possibile visualizzare a schermo i risultati corrispondenti a tutti gli elementi frame in calcestruzzo presenti nel modello. Cliccando col pulsante destro su un qualunque elemento verrà aperta la finestra dei dettagli di progetto attraverso cui sarà possibile avere accesso alle procedure di calcolo relative a tutte le stazioni dell'elemento e corrispondenti a tutte le combinazioni di carico specificate.

8. Assegnare, se necessario, le sovrascritture agli elementi in calcestruzzo i cui parametri di progetto non fossero risultati coerenti con le ipotesi fatte. A tal fine è possibile operare in due modi: selezionare gli elementi ed assegnare le sovrascritture attraverso il menu **Design > Concrete Frame Design > View/Revise Overwrites**, oppure accedere alla finestra di dettaglio del singolo elemento e specificare le sovrascritture cliccando sul tasto “Overwrites”.
9. Qualora fosse necessario, assegnare una diversa sezione di progetto agli elementi non verificati attraverso il comando **Design > Concrete Frame Design > Change Design Section**.
10. Ripetere i passi dal 6 al 9 finché tutti gli elementi vengono correttamente progettati o verificati.
11. Una volta soddisfatti dei risultati ottenuti, verificare che tutte le sezioni di progetto coincidano con le sezioni di analisi attraverso il comando **Design > Concrete Frame Design > Verify Analysis vs Design Section**. In caso affermativo la procedura di progetto può considerarsi conclusa, in caso contrario occorre ristabilire la congruenza fra sezioni di progetto e sezioni di analisi, rilanciare l’analisi della struttura e ripetere la procedura di progetto dal punto 6 al punto 10 fino ad ottenere dei risultati soddisfacenti e la totale coincidenza fra sezioni di analisi e sezioni di progetto.

È importante notare che questo tipo di progettazione è un processo iterativo. Le sezioni utilizzate nell’analisi originale non sono solitamente le stesse di quelle ottenute alla fine del processo di progettazione. È consigliabile eseguire sempre l’analisi dell’edificio utilizzando le sezioni definitive delle aste e quindi eseguire un controllo sul progetto utilizzando le forze corrispondenti.

## 2.2 Progetto interattivo di elementi frame in c.a.

L’algoritmo di progetto interattivo permette all’utente di intervenire in tempo reale sui risultati della progettazione in modo da valutare, istantaneamente, gli effetti provocati da una qualunque modifica nei parametri di progetto di un dato elemento. Attraverso tale procedura è infatti possibile assegnare una qualsiasi sovrascrittura all’elemento ed ottenere istantaneamente i risultati aggiornati.

Affinché la modalità di progettazione interattiva sia disponibile, deve essere stato precedentemente eseguito il comando **Design > Concrete Frame Design > Start Design Check of Structure**. Completata la progettazione, una volta che i risultati vengono visualizzati a schermo, per intervenire interattivamente è sufficiente cliccare col tasto destro del mouse su un qualunque elemento frame. Se i risultati della progettazione non sono correntemente visualizzati (ma

la progettazione è comunque stata eseguita), è necessario accedere al menu **Design > Concrete Frame Design > Interactive Concrete Frame Design** e quindi cliccare col tasto destro sull'elemento da modificare interattivamente. In entrambi i casi si aprirà una finestra di dettaglio attraverso la quale sarà possibile accedere alle sovrascritture dell'elemento attraverso il tasto "Overwrites" (vedi figura 6.2). Modificando uno qualunque di tali parametri, il programma aggiornerà di conseguenza il progetto dell'elemento.

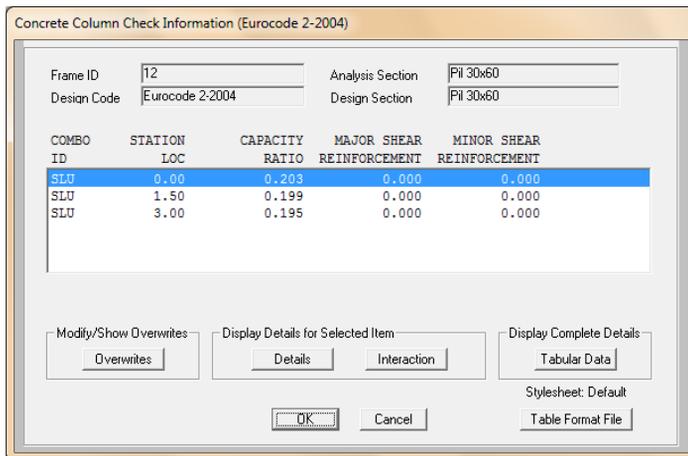


Figura 2.3: progettazione interattiva degli elementi frame

## 2.3 Visualizzazione dei risultati di progetto per elementi frame in c.a.

I risultati del processo di progettazione degli elementi frame in c.a. possono essere visualizzati direttamente a schermo oppure in forma tabellare. Nel primo caso è sufficiente accedere al menu **Design > Concrete Frame Design > Display Design Info**. È possibile scegliere se visualizzare i dati relativi all'input oppure all'output di progetto. Le informazioni di input visualizzabili sono:

- **Design Sections:** sezioni di progetto
- **Design Type:** tipo di progettazione (trave o pilastro)
- **Live Load Reduction Factors:** fattore di riduzione del carico accidentale. Viene normalmente assunto pari a 1 (nessuna riduzione) anche se talvolta, per particolari normative e per particolari condizioni di carico, può assumere valori inferiori all'unità

- **Unbraced Length Ratios:** rapporto fra la distanza dei punti di supporto e la lunghezza dell'elemento (vedi paragrafo 5.8)
- **Effective Length Factors:** coefficiente di vincolo (vedi paragrafo 5.8)

Le informazioni relative all'output sono invece:

- **Longitudinal Reinforcement:** area di armatura longitudinale espressa nell'unità di misura corrente. Nel caso di travi vengono forniti due valori, uno superiore per l'armatura a momento negativo, ed uno inferiore per l'armatura a momento positivo. Nel caso dei pilastri viene fornito un unico valore da suddividere omogeneamente fra le posizioni indicate in fase di definizione della sezione
- **Rebar Percentage:** percentuale di armatura. Analogamente a quanto visto per l'armatura longitudinale vengono forniti due valori per le travi (uno relativo all'armatura superiore ed uno relativo all'armatura inferiore) ed un unico valore per i pilastri
- **Shear Reinforcing:** area di armatura trasversale espressa in area per unità di lunghezza nell'unità di misura corrente
- **Column P-M-M Interaction Ratios:** coefficienti di utilizzo a presso-tenso flessione biassiale per i pilastri
- **Identify P-M failure:** identificazione delle rotture a presso-tenso flessione
- **Identify Shear Failure:** identificazione delle rotture a taglio
- **Identify All Failures:** identificazione di tutti i tipi di rottura

Vi sono poi delle grandezze di output che variano a seconda della normativa selezionata, come ad esempio, per l'EC2-2004:

- **1.3 Beam/Column Capacity Ratios:** rapporti di resistenza trave-pilastro amplificati per la sovrarresistenza
- **Column/Beam Capacity Ratios:** rapporti di resistenza pilastro-trave
- **Joint Shear Reinforcing:** armatura a taglio per i nodi trave-pilastro
- **Joint Shear Capacity Ratios:** rapporti di capacità a taglio per i nodi trave-pilastro

In alternativa i risultati possono essere esportati in forma tabellare attraverso il comando **Display > Show Tables > DESIGN DATA** scegliendo fra le opzioni:

- **Column Summary Data:** dettagli relativi al progetto dei pilastri

- 
- **Beam Summary Data:** dettagli relativi al progetto delle travi
  - **Joint Summary Data:** dettagli relativi al progetto dei nodi trave-pilastro

All'interno di tali tabelle sono riportate, in forma condensata, tutte le informazioni visualizzabili a schermo sul modello coi metodi visti in precedenza.

## 2.4 Sequenza di progetto per elementi piani in c.a.

Viene di seguito riportata la procedura di calcolo dell'armatura longitudinale di elementi piani in c.a.. Attraverso tali passaggi sarà possibile progettare correttamente l'armatura di setti, solette e qualsiasi altro elemento soggetto a forze membranali e flessione fuori piano.

- Costruire il modello, assegnare la procedura di progetto alle sezioni di tipo area (come descritto al paragrafo 5.3) ed eseguire l'analisi dell'edificio.
- Una volta completata l'analisi entrare nel menu **Display > Show Forces Stresses > Shells**, selezionare la combinazione di interesse e alla voce "Component Type" scegliere "Concrete Design".
- Nel riquadro "Component" selezionare quale fra i possibili output si vuole visualizzare.

## 2.5 Visualizzazione dei risultati di progetto per elementi piani in c.a.

All'interno del menu **Display > Show Forces Stresses > Shells** selezionando la voce "Concrete Design" è possibile scegliere fra i seguenti output a video:

- **N11, N22:** forze assiali equivalenti, per unità di lunghezza, agenti sugli strati esterni nelle due direzioni del piano della shell
- **N12:** forza membranale di taglio, per unità di lunghezza, nel piano della shell
- **NMax, NMin:** forze membranali principali massime e minime, per unità di lunghezza, agenti sugli strati esterni
- **NDes1, NDes2:** forze di progetto, per unità di lunghezza, sulle armature nelle due direzioni del piano della shell
- **ASt1, ASt2:** area di armatura, per unità di lunghezza, richiesta lungo le due direzioni del piano della shell

- **F<sub>c</sub>, S<sub>c</sub>**: forze e tensioni di compressione principali sugli strati esterni

## Capitolo 3

# Progetto secondo Eurocodice 2 ed Eurocodice 8

Nel presente capitolo verranno descritte le procedure di calcolo implementate all'interno di SAP2000 per la verifica degli elementi in cemento armato secondo l'Eurocodice 2-2004 integrato con le prescrizioni sismiche presenti nell'Eurocodice 8-2004. Per semplicità, tutte le equazioni riportate nel presente capitolo sono espresse in Newton-millimetri-secondi, salvo dove diversamente specificato.

### 3.1 Notazioni

Tutte le notazioni ed i simboli usati nel presente capitolo sono di seguito riportati:

$A_c$	Area di calcestruzzo per la resistenza a taglio, $mm^2$
$A_g$	Area del solo calcestruzzo, $mm^2$
$A_k$	Area efficace per la torsione, $mm^2$
$A_s$	Area armatura longitudinale tesa, $mm^2$
$A'_s$	Area armatura longitudinale compressa, $mm^2$
$A_{sl}$	Area armatura longitudinale a torsione, $mm^2$
$A_t/s$	Area armatura trasversale a torsione per unità di lunghezza, $mm^2/mm$
$A_{sw}/s$	Area armatura trasversale a taglio per unità di lunghezza, $mm^2/mm$

$E_c$	Modulo di elasticità del calcestruzzo, $MPa$
$E_s$	Modulo di elasticità dell'acciaio, pari a $200000MPa$
$I_g$	Momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo, al netto delle armature, rispetto agli assi baricentrici, $mm^4$
$M_{01}$	Minimo momento fattorizzato all'estremità di un pilastro, $Nmm$
$M_{02}$	Massimo momento fattorizzato all'estremità di un pilastro, $Nmm$
$M_{Ed}$	Momento di calcolo, comprensivo degli effetti del secondo ordine da considerare in fase di progetto, $Nmm$
$M_{0Ed}$	Momento equivalente del primo ordine (EC2 5.8.8.2), $Nmm$
$M_2$	Momento del secondo ordine calcolato col metodo della Curvatura Nominale (EC2 5.8.8), $Nmm$
$M_{22}$	Momento fattorizzato del primo ordine attorno all'asse 2, $Nmm$
$M_{33}$	Momento fattorizzato del primo ordine attorno all'asse 3, $Nmm$
$N_B$	Carico assiale di instabilità, $N$
$N_{Ed}$	Carico assiale fattorizzato, $N$
$T_{Ed}$	Momento torcente fattorizzato, $Nmm$
$V_{Ed}$	Sforzo di taglio fattorizzato, $N$
$V_{Rd,c}$	Resistenza a taglio in assenza di armatura trasversale, $N$
$V_{Rd,max}$	Resistenza a taglio delle bielle compresse in calcestruzzo, $N$
$a$	Altezza dello stress-block, $mm$
$a_{max}$	Altezza massima consentita per lo stress-block, $mm$
$b$	Larghezza della sezione, $mm$
$b_f$	Larghezza effettiva dell'ala/flangia (travi a T), $mm$
$b_w$	Larghezza dell'anima (travi a T), $mm$
$d$	Distanza dal lembo compresso all'armatura tesa, $mm$
$d'$	Distanza dal lembo compresso all'armatura compressa, $mm$
$d_s$	Spessore dell'ala/flangia (travi a T), $mm$
$e_2$	Freccia dovuta alla curvatura per il metodo della curvatura nominale (EC2 5.8.8), $mm$
$e_i$	Eccentricità dovuta alle imperfezioni geometriche (EC2 5.2), $mm$

---

$e_{min}$	Eccentricità minima (EC2 6.1), $mm$
$f_{cd}$	Resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (EC2 3.1.6), $MPa$
$f_{ctm}$	Resistenza a trazione media del calcestruzzo, $MPa$
$f_{yd}$	Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio (EC2 3.2), $MPa$
$h$	Altezza della sezione del pilastro, $mm$
$l_0$	Lunghezza libera di inflessione dell'elemento, $mm$
$l_u$	Distanza fra i vincoli di estremità dell'elemento, $mm$
$r$	Raggio giratore della sezione del pilastro, $mm$
$t_{ef}$	Spessore effettivo delle pareti della sezione per la torsione, $mm$
$u$	Perimetro esterno della sezione, $mm$
$u_k$	Perimetro esterno dell'area $A_k$ , $mm$
$x$	Profondità dell'asse neutro, $mm$
$\alpha_{cc}$	Coefficiente riduttivo delle resistenza a compressione del calcestruzzo per gli effetti a lungo termine (EC2 3.1.6)
$\alpha_{ct}$	Coefficiente riduttivo delle resistenza a trazione del calcestruzzo per gli effetti a lungo termine (EC2 3.1.6)
$\alpha_{lcc}$	Coefficiente riduttivo delle resistenza a compressione dei calcestruzzi leggeri per gli effetti a lungo termine (EC2 11.3.5)
$\alpha_{lct}$	Coefficiente riduttivo delle resistenza a trazione dei calcestruzzi leggeri per gli effetti a lungo termine (EC2 11.3.5)
$\epsilon_c$	Deformazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{cu2}$	Deformazione ultima nel calcestruzzo (0.0035 $mm/mm$ )
$\epsilon_s$	Deformazione nell'acciaio
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo (EC2 2.4.2.4)
$\gamma_s$	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio (EC2 2.4.2.4)
$\lambda$	Coefficiente moltiplicativo per l'altezza effettiva dello stress-block (EC2 3.1.7)
$\eta$	Coefficiente moltiplicativo per la resistenza effettiva dello stress-block (EC2 3.1.7)
$\theta$	Angolo fra le bielle di calcestruzzo e l'asse dell'elemento nel meccanismo resistente a traliccio per il taglio

$\theta_i$	Inclinazione dovuta alle imperfezioni geometriche (EC2 5.2)
$\theta_0$	Inclinazione base dovuta alle imperfezioni geometriche (EC2 5.2)

### 3.2 Assunti e limitazioni

I seguenti assunti e limitazioni sono presenti nella corrente implementazione dell'Eurocodice 2-2004:

- Il progetto di sezioni non armate o debolmente armate non è implementato
- Il progetto di sezioni precomprese non è implementato
- Gli stati limite di esercizio non sono implemetati
- Il progetto per la resistenza al fuoco non è implementato
- Di default le verifiche vengono condotte con i coefficienti parziali dei materiali relativi a situazioni di progetto "Persistenti e Transitorie" (EC2 2.4.2.4). Per situazioni di progetto diverse occorre intervenire modificando le opzioni di progetto predefinite
- Si assume che la struttura da progettare sia un Edificio. Strutture speciali o di altro tipo, quali ponti, piattaforme off-shore, serbatoi in pressione ecc... devono essere investigate autonomamente
- Si assume che le azioni considerate siano conformi alle prescrizioni contenute nell'Eurocodice 1
- Il programma utilizza la resistenza cilindrica piuttosto che la resistenza cubica
- Il programma non esegue il controllo delle prescrizioni geometriche sulle dimensioni efficaci delle sezioni (EC2 5.3.1 - 5.3.2)
- Si assume che l'utente utilizzi resistenze e copriferri in accordo coi limiti imposti dalla normativa (EC2 3.1.2(3) EC2 4.4.1.2)
- Il modulo di elasticità dell'acciaio è assunto pari a 200 *GPa* (EC2 3.2.7(4))

### 3.3 Combinazioni di carico di progetto

Le combinazioni di carico di progetto rappresentano le combinazioni delle azioni per le quali la struttura deve essere verificata. L'Eurocodice 0-2002 prevede che le combinazioni statiche di progetto possano essere definite sulla base

---

delle equazioni 6.10, 6.10a e 6.10b dell'EC0; mentre le combinazioni di carico comprendenti azioni sismiche sono generate con riferimento all'equazione 6.12b dell'EC0:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10})$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10a})$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10b})$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.12b})$$

Per esempio, se una struttura risultasse soggetta all'azione di un carico permanente (D), un carico variabile (L), un carico da vento (V) ed un carico sismico (E) le combinazioni generate sarebbero le seguenti:

- Combinazioni statiche nel caso si specifichi l'utilizzo dell'equazione 6.10:

$$\gamma_{G,sup} D$$

$$\gamma_{G,sup} D + \gamma_Q L$$

$$\gamma_{G,sup} \pm \gamma_Q W$$

$$\gamma_{G,inf} \pm \gamma_Q W$$

$$\gamma_{G,sup} + \gamma_Q L \pm \gamma_Q \psi_{0,W} W$$

$$\gamma_{G,sup} + \gamma_Q \psi_{0,L} L \pm \gamma_Q W$$

- Combinazioni statiche nel caso si specifichi l'utilizzo delle equazioni 6.10a,b:

$$\begin{aligned} &\gamma_{G,sup}D \\ &\xi\gamma_{G,sup}D \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\gamma_{G,sup}D + \gamma_Q\psi_{0,L}L \\ &\xi\gamma_{G,sup}D + \gamma_QL \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\gamma_{G,sup} \pm \gamma_Q\psi_{0,W}W \\ &\gamma_{G,inf} \pm \gamma_Q\psi_{0,W}W \\ &\xi\gamma_{G,sup} \pm \gamma_QW \\ &\gamma_{G,inf} \pm \gamma_QW \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\gamma_{G,sup} + \gamma_Q\psi_{0,L}L \pm \gamma_Q\psi_{0,W}W \\ &\xi\gamma_{G,inf} + \gamma_QL \pm \gamma_Q\psi_{0,W}W \\ &\xi\gamma_{G,inf} + \gamma_Q\psi_{0,L}L \pm \gamma_QW \end{aligned}$$

- Combinazioni sismiche:

$$\begin{aligned} &D \pm E \\ &D + \psi_{2,L}L \pm E \end{aligned}$$

Per i coefficienti parziali delle azioni e i coefficienti di combinazione vengono utilizzati i seguenti valori:

$$\begin{aligned} \gamma_{G,sup} &= 1.35 \\ \gamma_{G,inf} &= 1.00 \\ \gamma_Q &= 1.5 \\ \psi_{0,L} &= 0.7 \text{ (carico variabile, non deposito)} \\ \psi_{0,W} &= 0.3 \\ \xi &= 0.85 \\ \psi_{2,L} &= 0.3 \text{ (carico variabile per uffici o residenze)} \end{aligned}$$

---

## 3.4 Progetto di pilastri

SAP2000 può essere usato sia per il progetto che per la verifica di pilastri in c.a.. In entrambi i casi è necessario che la posizione delle barre di armatura nella sezione sia stata compiutamente definita. La procedura seguita dal programma in questa fase è di seguito riportata:

- Generazione delle superfici di interazione biassiale per tutte le sezioni di tipo pilastro definite nel modello. Qualora l'elemento debba essere progettato, il programma calcola una serie di superfici di interazione facendo variare l'armatura da un minimo dello 0.2% fino ad un massimo del 4% (EC2 9.5.2).
- Progetto/Verifica a presso-tenso flessione biassiale: nel primo caso il programma calcola l'area di armatura longitudinale da suddividere omogeneamente nelle posizioni specificate, in modo che il massimo fattore di utilizzo dell'elemento sia pari al valore limite (tipicamente 1); nel secondo caso il programma calcola il fattore di utilizzo corrispondente all'armatura longitudinale specificata.
- Progetto dell'armatura a taglio.

I seguenti paragrafi descrivono nel dettaglio le varie fasi sopra indicate.

### 3.4.1 Generazione delle superfici di interazione biassiale

Il dominio resistente di un pilastro rappresenta gli stati di presso-tenso flessione biassiale che possono essere ripresi dall'elemento stesso. Il volume del dominio resistente viene calcolato a partire da una serie di punti discreti che giacciono sulla superficie di contorno dello stesso. Tali punti vengono calcolati facendo ruotare un piano a deformazione lineare nelle tre dimensioni sulla sezione del pilastro, come mostrato in 3.1.

I diagrammi delle deformazioni utilizzati limitano la deformazione del calcestruzzo all'estremità del lembo compresso al 3.5‰ così come previsto nell'EC2 tab. 3.1. Un esempio di superficie di interazione relativa ad un pilastro è mostrato in 3.2. La formulazione utilizzata nel calcolo è conforme ai principi della progettazione agli stati limite ultimi (EC2 6.1).

La tensione nelle barre di armatura è data dal prodotto della deformazione dell'acciaio per il modulo di elasticità dello stesso,  $\epsilon_s E_s$  ed è limitata alla tensione di snervamento di progetto  $f_{yd}$  (EC2 3.2.7). L'area associata a ciascuna barra di armatura è concentrata nel baricentro della stessa e il programma non assume alcuna limitazione al posizionamento delle barre sulla sezione.

La distribuzione di tensioni nel calcestruzzo è schematizzata attraverso l'uso di uno stress-block rettangolare, con una resistenza effettiva pari a  $\eta f_{cd}$  (EC2 3.1.7) ed un'altezza complessiva pari a  $\lambda x$ , come mostrato in 3.3.

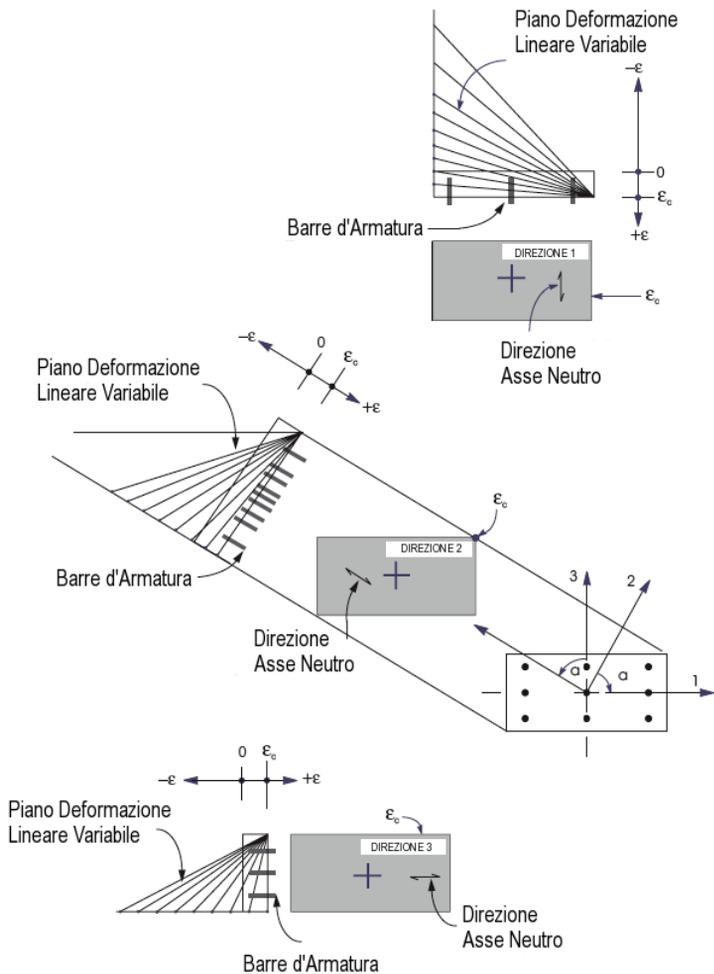


Figura 3.1: distribuzione delle deformazioni per il calcolo dei punti di contorno del dominio di resistenza

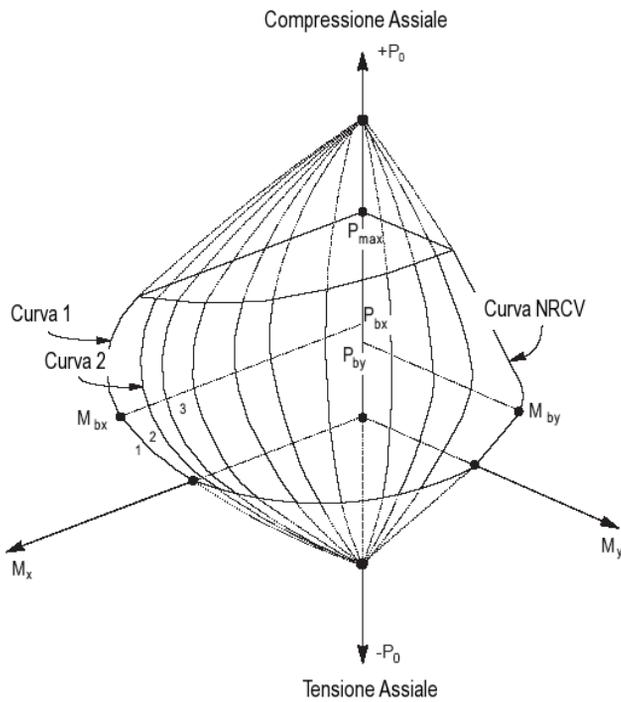


Figura 3.2: esempio di superficie di interazione biassiale di un pilastro

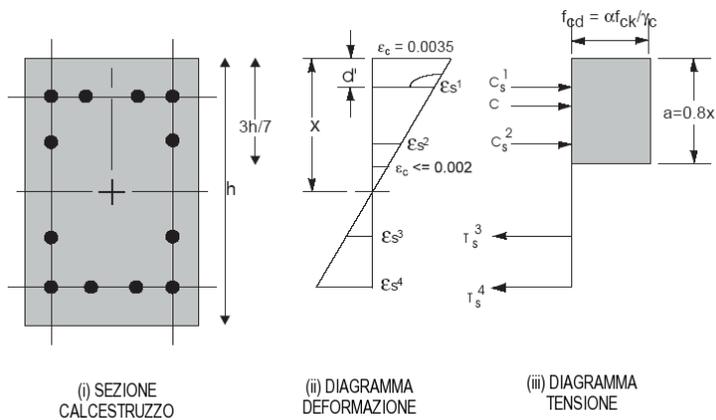


Figura 3.3: distribuzione degli sforzi e delle deformazioni all'interno della sezione del pilastro

Il coefficiente di riduzione  $\eta$  è assunto pari a:

$$\eta = 1.0 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

$$\eta = 1.0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.22})$$

mentre il fattore  $\lambda$  vale:

$$\lambda = 0.8 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.19})$$

$$\lambda = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.20})$$

L'altezza totale dello stress block è pertanto espressa dalla relazione:

$$a = \lambda x$$

in cui  $x$  è l'altezza totale della zona compressa. L'algoritmo di calcolo è inoltre dotato di un meccanismo di correzione per tener conto dell'area di calcestruzzo compresso occupata dalle barre di armatura.

Gli effetti dei coefficienti di sicurezza dei materiali,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , e gli effetti dei coefficienti riduttivi per gli effetti a lungo termine,  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$ ,  $\alpha_{lcc}$  e  $\alpha_{lct}$ , sono tenuti in considerazione nella generazione delle superfici di interazione. I valori di tali parametri sono quelli di default ma possono essere cambiati in qualsiasi momento all'interno del menu **Design > Concrete Frame Design > View Revise Preferences**.

### 3.4.2 Progetto/Verifica a presso-tenso flessione biassiale

I fattori di utilizzo P-M-M vengono calcolati, elemento per elemento, per ogni stazione di progetto e per ogni combinazione di carico. La procedura consta dei seguenti passi:

- Determinazione, dalle combinazioni di carico considerate, delle forze e dei momenti del primo ordine fattorizzati:  $N_{Ed}$ ,  $M_{22}$  e  $M_{33}$ .
- Eventuale amplificazione dei momenti dovuti agli effetti locali del secondo ordine attraverso una delle procedure predefinite descritte al paragrafo 3.4.2.2
- Calcolo dei momenti di progetto
- Determinazione del fattore di utilizzo in funzione della posizione del punto sollecitante nello spazio del dominio resistente

---

### 3.4.2.1 Determinazione dei momenti del primo ordine

I valori  $N_{Ed}$ ,  $M_{22}$  ed  $M_{33}$  delle sollecitazioni corrispondenti ad una data combinazione forniscono la base di partenza per il progetto/verifica dell'elemento. I valori dei momenti così ottenuti sono ulteriormente incrementati per tener conto della possibile eccentricità  $e_i$  dovuta ad imperfezioni geometriche:

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} \quad (\text{EC2 Eq. 5.2})$$

in cui  $l_0$  è la lunghezza libera di inflessione dell'elemento e  $\theta_i$  rappresenta l'inclinazione di imperfezione pari a:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (\text{EC2 Eq. 5.1})$$

con:

$\theta_0$	inclinazione di base, definita come rapporto e sovrascrivibile nelle preferenze di progettazione
$\alpha_h = 2/\sqrt{l}$	coefficiente di riduzione relativo all'altezza
$l$	lunghezza dell'elemento in esame
$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)}$	coefficiente di riduzione relativo al numero di elementi
$m$	numero degli elementi verticali che contribuiscono all'effetto totale

Deve inoltre risultare:

$$e_i \geq e_{min} = h/30 \geq 20mm \quad (\text{EC2 6.1})$$

con  $h$  altezza della sezione del pilastro nella direzione in esame.

I momenti totali del primo ordine, includenti gli effetti delle imperfezioni geometriche, sono quindi calcolati come:

$$M_{22} = M_{22} + e_{i2} N_{Ed}$$

$$M_{33} = M_{33} + e_{i3} N_{Ed}$$

I momenti del primo ordine generati dalla presenza delle imperfezioni geometriche o dalla eccentricità minima, se maggiore, sono considerati agenti in una direzione alla volta.

### 3.4.2.2 Determinazione dei momenti del secondo ordine

Ai fini della valutazione degli effetti del secondo ordine si assume che:

- Gli effetti **Globali** sulla struttura siano stati inclusi in fase di analisi mediante:
  - Un’analisi elastica del secondo ordine (P- $\Delta$ )
  - Applicando delle forze orizzontali fittizie come espresso nell’allegato H ell’EC2

L’utente può condurre un’analisi lineare del primo ordine priva di non linearità geometriche qualora la condizione espressa al 5.8.3.3(1) dell’EC2 risultasse soddisfatta.

- Gli effetti **Locali** sugli elementi vengano inclusi scegliendo fra una delle seguenti opzioni nelle preferenze di verifica:
  - “Metodo della rigidezza nominale” (EC2 5.8.7)
  - “Metodo della curvatura nominale” (EC2 5.8.8)
  - “None” nel caso in cui anche gli effetti locali del secondo ordine siano stati inclusi nell’analisi, oppure la snellezza dell’elemento risulti inferiore al valore limite (EC2 5.8.3.1(1))

### 3.4.2.2.1 Metodo della rigidezza nominale

Secondo il metodo della rigidezza nominale, il momento totale di progetto, comprensivo degli effetti locali del secondo ordine, può essere espresso attraverso la relazione:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left( 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right) \quad (\text{EC2 Eq. 5.28})$$

in cui:

$M_{0Ed}$  momento del primo ordine equivalente pari a  $M_{0Ed} = 0.6M_{02} + 0.4M_{01} \geq 0.4M_{02}$  (EC2 Eq. 5.32)

$M_{01}$  e  $M_{02}$  momenti di estremità del pilastro, con il rispettivo segno, tali che  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

$\beta = \frac{\pi^2}{c_0}$  coefficiente che dipende dalla distribuzione dei momenti del primo e del secondo ordine

$c_0$  coefficiente che dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine assunto, in favore di sicurezze, pari a 8 (momento flettente costante sull’elemento)

---

$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$	carico critico basato sulla rigidezza nominale
$EI = 0.3E_c I_g$	rigidezza nominale dell'elemento (EC2 5.8.7.2(3))
$E_c$	valore di progetto del modulo di elasticità del calcestruzzo
$I_g$	momento d'inerzia della sola sezione di calcestruzzo nella direzione in esame
$l_0$	lunghezza libera di inflessione dell'elemento lungo la direzione in esame (calcolato come visto al paragrafo 5.8)

Il metodo della rigidezza nominale viene applicato, separatamente, per entrambe le due direzioni del piano.

**N.B.** Il valore della rigidezza nominale utilizzato non tiene conto degli effetti viscosi e potrebbe risultare in sfavore di sicurezza nel caso questi ultimi siano di entità rilevante (EC2 Eq. 5.26).

#### 3.4.2.2 Metodo della curvatura nominale

Secondo il metodo della curvatura nominale, il momento totale di progetto, comprensivo degli effetti locali del secondo ordine, può essere espresso attraverso la relazione:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (\text{EC2 Eq. 5.31})$$

in cui:

$M_{0Ed}$	momento del primo ordine equivalente pari a $M_{0Ed} = 0.6M_{02} + 0.4M_{01} \geq 0.4M_{02}$ (EC2 Eq. 5.32)
$M_2 = N_{Ed}e_2$	momento aggiuntivo del secondo ordine
$N_{Ed}$	sforzo assiale di progetto
$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) \frac{l_0^2}{2}$	inflessione dovuta alla curvatura
$\frac{1}{r} = K_r K_\phi \frac{1}{r_0}$	curvatura
$K_r$	coefficiente correttivo che dipende dal carico assiale, assunto in favore di sicurezza pari ad 1 (EC2 Eq. 5.36)

$K_\phi$                       coefficiente che tiene conto della viscosità, assunto pari a 1

$\frac{1}{r_0} = \frac{\epsilon y d}{0.45 d}$                       curvatura di base

Il metodo della curvatura nominale viene applicato, separatamente, per entrambe le due direzioni del piano.

**N.B.** Il valore di  $K_\phi$  utilizzato non tiene conto degli effetti viscosi e potrebbe risultare in sfavore di sicurezza nel caso questi ultimi siano di entità rilevante (EC2 Eq. 5.37).

### 3.4.2.3 Calcolo del coefficiente di utilizzo

Qualora nelle impostazioni di sezione si sia specificato che il pilastro debba essere verificato, il programma procede al calcolo del relativo coefficiente di utilizzo per ogni stazione ed ogni combinazione di progetto. Il coefficiente di utilizzo fornisce una misura dello stato di sollecitazione dell'elemento rispetto alle capacità resistenti dello stesso.

Il calcolo del coefficiente di utilizzo avviene plottando nello spazio delle sollecitazioni le terne  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed2}$  ed  $M_{Ed3}$  (calcolati coi metodi visti in precedenza) e verificando se esse siano interne od esterne al volume del dominio resistente. Nel primo caso l'elemento risulta verificato, nel secondo caso l'elemento risulta sovraccaricato. Il valore numerico del coefficiente di utilizzo è dato dal rapporto fra la distanza OL, che rappresenta la distanza fra il punto sollecitante e l'origine dello spazio delle sollecitazioni, e la distanza OC fra la proiezione, lungo OL, del punto L sulla superficie di rottura e l'origine dello spazio delle sollecitazioni. Affinché l'elemento risulti verificato occorre che si abbia  $OL/OC \leq 1$ .

Il fattore di utilizzo globale di un pilastro è dato dal massimo valore del fattore di utilizzo delle sue stazioni relativo a tutte le combinazioni di carico di progetto.

### 3.4.2.4 Progetto dell'armatura longitudinale

Qualora nelle impostazioni di sezione si sia specificato che il pilastro debba essere progettato, il programma calcola l'area di armatura in grado di produrre un rapporto di utilizzo massimo pari al limite fissato nelle preferenze di progetto. Tale area è suddivisa uniformemente nelle posizioni specificate nella definizione della sezione.

## 3.4.3 Progetto dell'armatura a taglio

L'armatura a taglio è calcolata, per ogni combinazione di progetto, per entrambe le direzioni del piano della sezione. La procedura di progetto dell'arma-

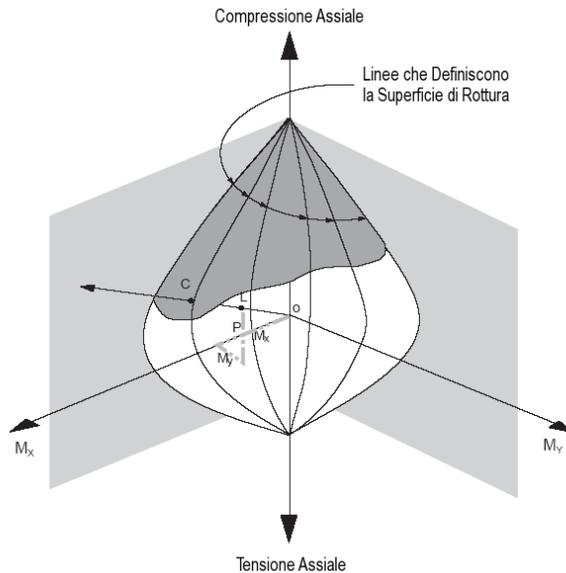


Figura 3.4: rappresentazione geometrica del coefficiente di utilizzo di un pilastro

tura a taglio di un particolare pilastro, per una particolare combinazione, in una data direzione, include i seguenti passaggi:

- Determinazione delle azioni di progetto agenti sulla sezione:  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$ .
- Determinazione della resistenza dell'elemento privo dell'armatura a taglio:  $V_{Rd,c}$ .
- Determinazione del massimo taglio che può essere ripreso dalle bielle compresse in calcestruzzo:  $V_{Rd,max}$ .
- Determinazione dell'armatura a taglio per unità di lunghezza richiesta:  $A_{sw}/s$ .

I paragrafi seguenti descriveranno nel dettaglio le fasi di calcolo, che verranno ripetute indipendentemente per le entrambe le direzioni del piano della sezione. È importante sottolineare che la procedura di progetto per azioni taglianti, essendo basata sullo schema resistente a traliccio, è valida solamente per sezioni di forma “canonica” quali sezioni rettangolari e sezioni circolari. Per sezioni generiche pertanto, la progettazione non può prescindere da un calcolo diretto da parte dell'utente attraverso schemi semplificati. Alla luce di quanto detto, tutte le espressioni utilizzate nel calcolo si basano sulle seguenti ipotesi:

- Per sezioni rettangolari,  $b_w$  rappresenta la larghezza della sezione,  $d$  l'altezza utile e  $A_c$  è l'area efficace a taglio, data dal prodotto  $b_w d$ .
- Per sezioni circolari  $b_w$  viene sostituito con  $D$ , che rappresenta il diametro esterno del pilastro,  $d$  è sostituito con  $0.8D$  e  $A_c$  è espresso dall'area  $\pi D^2/4$ .
- Per sezioni di forma generica il programma si riconduce ad una sezione rettangolare equivalente calcolando i valori di  $b_w$  e  $d$  in funzione delle dimensioni del minimo rettangolo inscritto nella sezione. In quest'ultimo caso l'affidabilità della procedura deve essere attentamente valutata da parte dell'utente.

### 3.4.3.1 Determinazione del taglio di progetto

Le forze di progetto,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$ , per un dato elemento dovute ad una particolare combinazione di carico, sono ottenute fattorizzando i vari casi di carico presenti in combinazione attraverso i corrispondenti moltiplicatori.

### 3.4.3.2 Determinazione della resistenza a taglio di elementi non armati

Date le sollecitazioni di progetto  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$ , la massima forza di taglio che può essere ripresa in assenza di un'armatura specifica è data da:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2a})$$

con un minimo di:

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2b})$$

in cui  $f_{ck}$  è espressa in *MPa* mentre  $k$ ,  $\rho_l$  e  $\sigma_{cp}$  sono calcolati come:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ espresso in } mm \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0.02 \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd} \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

L'area di calcestruzzo resistente al taglio,  $A_c$ , è calcolata sulla base delle ipotesi fatte in precedenza. I fattori  $k_1$ ,  $C_{Rd,c}$  e  $\nu_{min}$  sono espressi dalle relazioni:

$$k_1 = 0.15 \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\nu_{min} = 0.0035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (\text{EC2 Eq. 6.3N})$$

---

### 3.4.3.3 Determinazione della massima resistenza a taglio

La forza di progetto a taglio,  $V_{Ed}$ , è limitata al valore  $V_{Rd,max}$ , corrispondente alla rottura per schiacciamento delle bielle di calcestruzzo compresse del meccanismo resistente. Se il valore di  $V_{Ed}$  supera tale limite, il programma restituisce un messaggio di errore. La resistenza a “taglio-compressione” è calcolata attraverso la relazione:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} \left( \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \right) \quad (\text{EC2 Eq. 6.9})$$

in cui:

$\alpha_{cw}$  coefficiente che tiene conto dell’interazione fra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale. Tale valore è assunto pari a 1, che è il valore raccomandato per strutture prive di presollecitazione.

$\nu_1 = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$  coefficiente di riduzione della resistenza che tiene conto dello stato di fessurazione del calcestruzzo (EC2 Eq. 6.6N).

$z = 0.9d$  braccio della coppia interna.

$\theta$  angolo compreso fra il puntone compresso di calcestruzzo e l’asse della trave. Tale valore viene, per i pilastri, assunto cutelativamente pari a  $45^\circ$ .

### 3.4.3.4 Determinazione dell’armatura a taglio

Qualora  $V_{Ed}$  risulti maggiore di  $V_{Rd,c}$  e minore di  $V_{Rd,max}$ , l’armatura a taglio necessaria, espressa come area per unità di lunghezza,  $A_{sw}/s$ , viene calcolata attraverso la relazione:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (\text{EC2 Eq. 6.8})$$

Alla fine del processo di progettazione viene riportato, per ogni stazione e per ognuna delle due direzioni del piano della sezione, il massimo fra tutti i valori del rapporto  $A_{sw}/s$ , calcolati per le varie combinazioni di carico.

È importante sottolineare che il calcolo delle armature a taglio è basato puramente su criteri di resistenza, pertanto non viene effettuato nessun controllo su eventuali minimi quantitativi di armatura previsti dalla normativa.

## 3.5 Progetto di travi

Durante la fase di progetto di una trave in c.a. il programma calcola e riporta l'area di armatura necessaria per la flessione, il taglio e la torsione basandosi sui momenti flettenti, il taglio e la torsione derivanti dalle combinazioni di progetto. Tutte le travi sono calcolate per flessione attorno all'asse forte  $M_3$ , taglio associato  $V_2$  e torsione  $T$ . Eventuali effetti dovuti ad azioni assiali o a flessioni lungo l'asse debole  $M_2$  devono essere investigati a parte dall'utente. la procedura di progetto di una trave in c.a. consta dei seguenti passaggi:

- Progetto dell'armatura longitudinale.
- Progetto dell'armatura a taglio.
- Progetto dell'armatura a torsione.

### 3.5.1 Progetto dell'armatura longitudinale

L'armatura longitudinale superiore ed inferiore delle travi è progettata per tutte le stazioni di output impostate. I momenti flettenti di calcolo vengono ricavati direttamente dalle combinazioni di carico di progetto definite. Momenti flettenti positivi generano armatura inferiore, in tal caso la sezione è progettata come sezione rettangolare o sezione a T; viceversa momenti negativi producono armatura superiore, in tal caso la sezione è sempre progettata come sezione rettangolare.

Nel calcolo dell'armatura longitudinale, il programma determina sia l'armatura tesa che l'armatura compressa. Quest'ultima viene calcolata solamente nel caso in cui il momento di progetto superi la capacità massima della sezione in semplice armatura. in tal caso viene aggiunto un quantitativo di armatura compressa nell'ipotesi che il momento addizionale venga ripreso dall'armatura compressa e dalla corrispondente aggiunta di armatura tesa. L'utente può evitare la necessità di utilizzare armatura compressa aumentando l'altezza utile, la larghezza della sezione oppure la classe del calcestruzzo. L'algoritmo di progetto è basato su una distribuzione semplificata delle tensioni nel calcestruzzo (EC2 3.1.7(3)), come mostrato in figura 3.5.1.1. L'effettiva altezza  $\lambda x$  e resistenza  $\eta f_{cd}$  dello stress block utilizzato sono date dalle relazioni:

$$\lambda = 0.8 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.19})$$

$$\eta = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.20})$$

---


$$\eta = 1.0 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

$$\eta = 1.0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{EC2 Eq. 3.22})$$

Gli effetti dei coefficienti di sicurezza dei materiali,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , e gli effetti dei coefficienti riduttivi per gli effetti a lungo termine,  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$ ,  $\alpha_{lcc}$  e  $\alpha_{lct}$ , sono tenuti in considerazione nella procedura di progettazione. I valori di tali parametri sono quelli di default ma possono essere cambiati in qualsiasi momento all'interno del menu **Design > Concrete Frame Design > View Revise Preferences**.

Il valore limite dell'altezza dell'asse neutro, espresso come rapporto  $(x/d)_{lim}$ , è dato dalle relazioni:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = \frac{\delta - k_1}{k_2} \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{EC2 Eq. 5.10a})$$

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = \frac{\delta - k_3}{k_4} \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{EC2 Eq. 5.10b})$$

in cui:

$$k_1 = 0.44 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_2 = 1.25 \left(0.6 + \frac{0.0014}{\epsilon_{cu2}}\right) \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_3 = 0.54 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_4 = 1.25 \left(0.6 + \frac{0.0014}{\epsilon_{cu2}}\right) \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$\epsilon_{cu2} = 0.0035 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{EC2 Table 3.1})$$

$$\epsilon_{cu2} = 2.6 + 35 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100}\right]^4 \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{EC2 Table 3.1})$$

$\delta$  è, infine, un coefficiente che tiene conto dell'eventuale redistribuzione dei momenti flettenti. Poiché non è stata ipotizzata alcuna redistribuzione si ha  $\delta = 1$ .

### 3.5.1.1 Calcolo dell'armatura longitudinale per travi rettangolari

Per sezioni rettangolari, in base allo schema di calcolo mostrato in figura 3.5.1.1, il momento di progetto normalizzato,  $m$ , e il momento resistente massimo

nel caso di semplice armatura,  $m_{lim}$ , sono dati dalle relazioni:

$$m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2}$$

$$m_{lim} = \lambda \left( \frac{x}{d} \right)_{lim} \left[ 1 - \frac{\lambda}{2} \left( \frac{x}{d} \right)_{lim} \right]$$

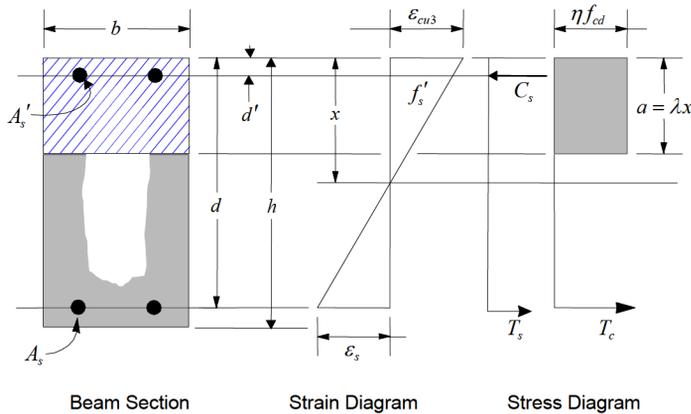


Figura 3.5: progetto dell'armatura longitudinale di una trave rettangolare

L'area di armatura longitudinale necessaria è calcolata distinguendo il caso di momento sollecitante minore del momento limite da quello di momento sollecitante maggiore:

- Se  $m \leq m_{lim}$ , la trave può essere progettata in semplice armatura. Il rapporto meccanico di armatura  $\omega$  e l'area di armatura richiesta  $A_s$  sono calcolati attraverso le relazioni:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m}$$

$$A_s = \omega \left( \frac{\eta f_{cd} b d}{f_{yd}} \right)$$

Tale area va disposta nella parte inferiore della sezione se il momento  $m$  è positivo, viceversa nella parte superiore se  $m$  è negativo.

- Se  $m > m_{lim}$ , è necessario inserire dell'armatura  $A'_s$  anche in zona compressa. Il calcolo dei rapporti meccanici di armatura  $\omega_{lim}$ ,  $\omega'$  e  $\omega$  è effettuato attraverso le relazioni:

$$\omega_{lim} = \lambda \left( \frac{x}{d} \right)_{lim} = 1 - \sqrt{1 - 2m_{lim}}$$

$$\omega' = \frac{m - m_{lim}}{1 - d'/d}$$

$$\omega = \omega_{lim} + \omega'$$

In cui  $d'$  è il copriferro dell'armatura compressa. Le aree totali di armatura, compressa  $A'_s$ , e tesa  $A_s$  sono date dalle relazioni:

$$A'_s = \omega' \left( \frac{\eta f_{cd} b d}{f'_s} \right)$$

$$A_s = \omega \left( \frac{\eta f_{cd} b d}{f_{yd}} \right)$$

in cui  $f'_s$  è la tensione nell'armatura compressa:

$$f'_s = E_s \epsilon_c \left[ 1 - \frac{d'}{x_{lim}} \right] \leq f_{yd}$$

$A_s$  va disposta nella parte inferiore della sezione ed  $A'_s$  nella parte superiore se il momento  $m$  è positivo; viceversa  $A_s$  va posta nella parte superiore ed  $A'_s$  nella parte inferiore se  $m$  è negativo.

### 3.5.1.2 Calcolo dell'armatura longitudinale per travi a T

Per sezioni a T, lo schema di calcolo è mostrato in figura 3.5.1.2. Se la trave è soggetta a momento negativo, la flangia è in tensione e viene perciò ignorata. In questo caso quindi il progetto è del tutto analogo a quello visto per sezioni rettangolari.

Nel caso di momento sollecitante positivo il programma applica un'analisi preliminare dell'ampiezza dello stress block:

- Se l'ampiezza della zona compressa è inferiore allo spessore della flangia, la sezione viene progettata come una sezione rettangolare di larghezza pari alla larghezza della flangia  $b_f$ .
- Se la zona compressa si estende anche all'interno dell'anima, la procedura di calcolo viene modificata come di seguito specificato.

Per sezioni a T soggette a momento positivo, il momento normalizzato  $m$ , e il momento resistente massimo nel caso di semplice armatura  $m_{lim}$ , sono dati dalle relazioni:

$$m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_f d^2}$$

$$m_{lim} = \lambda \left( \frac{x}{d} \right)_{lim} \left[ 1 - \frac{\lambda}{2} \left( \frac{x}{d} \right)_{lim} \right]$$

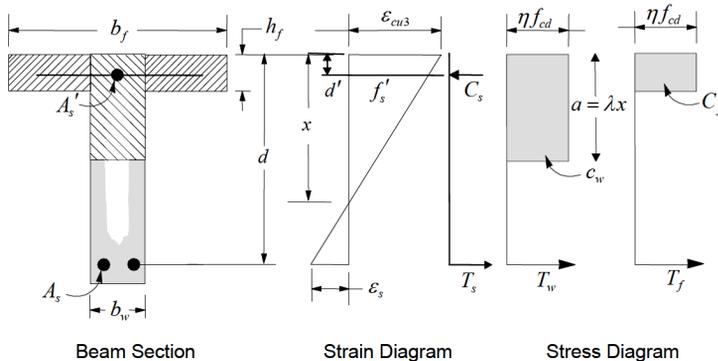


Figura 3.6: progetto dell'armatura longitudinale di una trave a T

La sezione viene pertanto inizialmente progettata come sezione rettangolare di larghezza  $b_f$ . Vengono poi calcolati i rapporti meccanici di armatura come:

$$\omega_{lim} = \lambda \left( \frac{x}{d} \right)_{lim}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2m}$$

e i valori delle altezze dell'asse neutro limite,  $a_{max}$ , ed effettiva,  $a$ :

$$a_{max} = \omega_{lim} d$$

$$a = \omega d$$

La procedura viene quindi differenziata a seconda che l'asse neutro sia compreso o meno all'interno della flangia della trave:

- Nel caso in cui  $a \leq h_f$  il procedimento di calcolo è il medesimo visto per le travi rettangolari in cui, in luogo della larghezza  $b$ , viene utilizzata la larghezza della flangia della trave  $b_f$ . L'armatura compressa è richiesta solamente nel caso in cui  $a > a_{max}$ . Le quantità di armatura così ottenute,  $A_s$  ed  $A'_s$ , sono da inserire, rispettivamente, nella parte inferiore e superiore della sezione.
- Nel caso in cui  $a > h_f$ , il calcolo dell'armatura tesa  $A_s$  avviene in 2 fasi:
  - calcolo dell'armatura necessaria al bilanciamento della forza di compressione nelle zone laterali della flangia  $A_{s2}$ :

$$A_{s2} = \frac{(b_f - b_w) h_f \eta f_{cd}}{f_{yd}}$$

---


$$M_2 = A_{s2} f_{yd} \left( d - \frac{h_f}{2} \right)$$

- calcolo dell'armatura necessaria alla sezione rettangolare di larghezza  $b_w$  per resistere alla quota di momento rimanente  $M_1 = M_{Ed} - M_2$ :

$$m_1 = \frac{M_1}{\eta f_{cd} b_w d^2}$$

l'area necessaria  $A_{s1}$ , ed eventualmente il suo corrispondente compresso  $A'_s$ , sono quindi determinate coi metodi visti per le sezioni rettangolari.

L'area totale di armatura tesa, da inserire inferiormente, è quindi data da  $A_s = A_{s1} + A_{s2}$  mentre l'eventuale armatura compressa, da inserire superiormente, è data da  $A'_s = A'_{s1}$ .

### 3.5.1.3 Massimi e minimi di armatura longitudinale

Il minimo quantitativo di armatura longitudinale,  $A_{s,min}$ , richiesto per una trave è dato dal massimo dei seguenti valori:

$$A_{s,min} = 0.26 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \quad (\text{EC2 Eq. 9.1N})$$

$$A_{s,min} = 0.0013 b_t d$$

dove  $b_t$  è la larghezza media della zona tesa, corrispondente alla larghezza dell'anima per travi a T, e  $f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo, calcolata come:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \quad (\text{EC2 Tab. 3.1})$$

$$f_{ctm} = 2.12 \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \text{per } > 50 \text{ Mpa} \quad (\text{EC2 Tab. 3.1})$$

Il massimo quantitativo di armatura longitudinale impiegabile, sia in zona tesa che compressa,  $A_{s,max}$ , è dato dalla relazione:

$$A_{s,max} = 0.04 A_c \quad (\text{EC2 9.2.1.1(3)})$$

in cui  $A_c$  è l'area della sezione in calcestruzzo.

### 3.5.2 Progetto dell'armatura a taglio

L'armatura a taglio è calcolata, per ogni combinazione di progetto, con riferimento alla direzione dell'asse locale 2 dell'elemento. La procedura di progetto dell'armatura a taglio di una particolare trave, per una particolare combinazione, include i seguenti passaggi:

- Determinazione del taglio sollecitante:  $V_{Ed}$ .
- Determinazione della resistenza dell'elemento privo dell'armatura a taglio:  $V_{Rd,c}$ .
- Determinazione del massimo taglio che può essere ripreso dalle bielle compresse in calcestruzzo:  $V_{Rd,max}$ .
- Determinazione dell'armatura a taglio per unità di lunghezza richiesta:  $A_{sw}/s$ .

L'armatura a taglio è calcolata sotto forma di staffe verticali. L'utilizzo di eventuali ferri piegati non è implementato. I paragrafi seguenti descriveranno nel dettaglio le fasi di calcolo, che verranno ripetute indipendentemente per le entrambe le direzioni del piano della sezione.

#### 3.5.2.1 Determinazione del taglio di progetto

La forza di taglio di progetto,  $V_{Ed}$ , per un dato elemento dovuta ad una particolare combinazione di carico, è ottenuta fattorizzando i vari casi di carico presenti in combinazione attraverso i corrispondenti moltiplicatori.

#### 3.5.2.2 Determinazione della resistenza a taglio di elementi non armati

Date le sollecitazioni di progetto  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$ , la massima forza di taglio che può essere ripresa in assenza di un'armatura specifica è data da:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2a})$$

con un minimo di:

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2b})$$

in cui  $f_{ck}$  è espressa in  $MPa$  mentre  $k$  e  $\rho_l$  sono calcolati come:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ espresso in } mm \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0.02 \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

Poiché l'influenza dello sforzo assiale sulla resistenza a taglio è trascurato si assume che risulti  $\sigma_{cp} = 0$ . L'area di calcestruzzo resistente al taglio è pari a:

$$A_c = b_w d$$

I fattori  $k_1, C_{RD,c}$  e  $\nu_{min}$  sono espressi dalle relazioni:

$$k_1 = 0.15 \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$C_{RD,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\nu_{min} = 0.0035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (\text{EC2 Eq. 6.3N})$$

### 3.5.2.3 Determinazione della massima resistenza a taglio

La forza di progetto a taglio,  $V_{Ed}$ , è limitata al valore  $V_{Rd,max}$ , corrispondente alla rottura per schiacciamento delle bielle di calcestruzzo compresse del meccanismo resistente. Se il valore di  $V_{Ed}$  supera tale limite, il programma restituisce un messaggio di errore. La resistenza a "taglio-compressione" è calcolata attraverso la relazione:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} \left( \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \right) \quad (\text{EC2 Eq. 6.9})$$

in cui:

$\alpha_{cw}$  coefficiente che tiene conto dell'interazione fra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale. Tale valore è assunto pari a 1, che è il valore raccomandato per strutture prive di presollecitazione.

$\nu_1 = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$  coefficiente di riduzione della resistenza che tiene conto dello stato di fessurazione del calcestruzzo (EC2 Eq. 6.6N).

$z = 0.9d$  braccio della coppia interna.

$\theta$  angolo compreso fra il puntone compresso di calcestruzzo e l'asse della trave.

Per le travi il valore di  $\theta$  è ottimizzato attraverso la relazione:

$$\cot(\theta) + \tan(\theta) = \frac{0.9\alpha_{cw}\nu_1 f_{cd}}{\nu_{Ed}}$$

in cui:

$$21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d}$$

Nel caso di combinazioni sismiche oppure nel caso di significativi sforzi di torsione,  $\theta$  viene assunto pari a  $45^\circ$ . Per significativo sforzo di torsione si intende una torsione  $T_{Ed}$  tale che:

$$T_{Ed} > T_{Rd,c} \left( 1 - \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd,c}} \right)$$

in cui  $T_{Rd,c}$  rappresenta il momento torcente di fessurazione così come definito nel seguito.

### 3.5.2.4 Determinazione dell'armatura a taglio

Qualora  $V_{Ed}$  risulti maggiore di  $V_{Rd,c}$  e minore di  $V_{Rd,max}$ , l'armatura a taglio necessaria, espressa come area per unità di lunghezza,  $A_{sw}/s$ , viene calcolata attraverso la relazione:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (\text{EC2 Eq. 6.8})$$

Alla fine del processo di progettazione viene riportato, per ogni stazione e per ognuna delle due direzioni del piano della sezione, il massimo fra tutti i valori del rapporto  $A_{sw}/s$ , calcolati per le varie combinazioni di carico.

L'armatura così calcolata deve risultare maggiore del valore minimo pari a:

$$\rho_{w,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{EC2 Eq. 9.5N})$$

### 3.5.3 Progetto dell'armatura a torsione

L'armatura a torsione è calcolata, per ogni combinazione di progetto e per tutte le stazioni di output impostate. La procedura di progetto dell'armatura a torsione di una particolare trave, per una particolare combinazione, include i seguenti passaggi:

- Determinazione del momento torcente sollecitante:  $T_{Ed}$ .

- Determinazione delle proprietà torsionali della sezione.
- Determinazione del momento torcente di fessurazione:  $T_{Rd,c}$ .
- Determinazione dell'armatura a torsione per unità di lunghezza richiesta:  $A_t/s$ .

### 3.5.3.1 Determinazione del momento torcente di progetto

Il momento torcente di progetto,  $T_{Ed}$ , per un dato elemento dovuto ad una particolare combinazione di carico, è ottenuto fattorizzando i vari casi di carico presenti in combinazione attraverso i corrispondenti moltiplicatori.

### 3.5.3.2 Determinazione delle proprietà torsionali della sezione

Per il progetto a torsione di una determinata trave, è necessario definire preliminarmente le seguenti proprietà specifiche, che definiscono compiutamente il modello di calcolo:

$A_k$	area racchiusa dalla fibra media delle pareti esterne della sezione. La fibra media è collocata ad una distanza pari a $t_{ef}/2$ dal perimetro esterno della sezione
$t_{ef}$	spessore efficace delle pareti esterne della sezione
$u$	perimetro esterno della sezione
$u_k$	perimetro dell'area $A_k$
$z_i$	lunghezza del lato $i$ -esimo dell'area $A_k$ , definita dalla distanza fra i punti di intersezione con le pareti adiacenti

Per le travi a T si assume che le eventuali armature a torsione inserite nella flangia siano inefficaci. Conseguentemente a tale assunzione, la flangia viene ignorata nel calcolo delle armature, ma viene comunque considerata nel calcolo delle proprietà torsionali. Le proprietà torsionali per le sezioni rettangolari sono così calcolate:

$$A = bh$$

$$A_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef})$$

$$u = 2b + 2h$$

$$u_k = 2(b - t_{ef}) + 2(h - t_{ef})$$

Le proprietà torsionali per le sezioni a T sono definite dalle relazioni:

$$A = b_w h + (b_f - b_w) d_s$$

$$A_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef})$$

$$u = 2b_f + 2h$$

$$u_k = 2(b - t_{ef}) + 2(h - t_{ef})$$

Tutte le grandezze che compaiono nelle precedenti espressioni sono definite in figura 3.7.

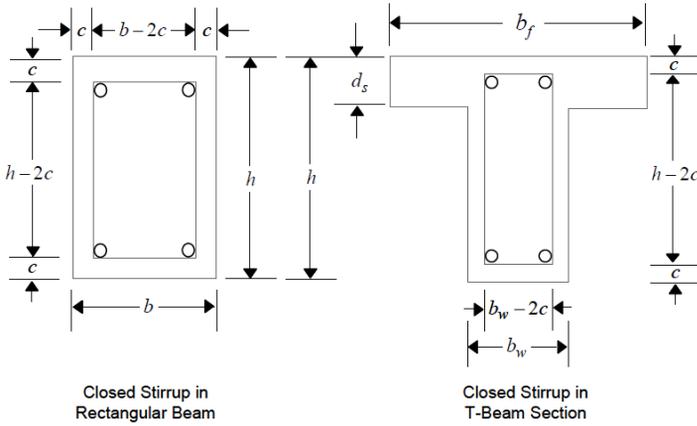


Figura 3.7: armatura efficace e geometria della sezione per la resistenza a torsione

### 3.5.3.3 Determinazione del momento torcente di fessurazione

L'effetto della torsione sulla resistenza della sezione può essere ignorato, prevedendo solo le armature minime da normativa (EC2 9.2.1.1), se la seguente condizione è soddisfatta:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1 \quad (\text{EC2 Eq. 6.31})$$

in cui  $T_{Rd,c}$  è il momento torcente di fessurazione, determinato dalla relazione:

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} t_{ef} 2A_k$$

con:

$$t_{ef} = \frac{A}{u} \quad (\text{EC2 6.3.2(1)})$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} \quad (\text{EC2 Eq. 3.16})$$

dove  $A$  e  $u$  sono i medesimi definiti in precedenza, mentre  $\alpha_{ct}$  è un coefficiente, assunto pari a 1, che tiene conto degli effetti a lungo termine. Infine  $f_{ctk0.05}$  è calcolato come:

$$f_{ctk0.05} = 0.7f_{ctm} \quad (\text{EC2 Table 3.1})$$

### 3.5.3.4 Determinazione dell'armatura a torsione

Se la condizione espressa dalla relazione EC2 Eq. 6.31 è soddisfatta, la torsione può essere trascurata (EC2 6.3.2(5)). In tal caso il programma riporta che nessuna armatura a torsione è richiesta. Viceversa, se tale relazione non risulta soddisfatta, si assume che la resistenza a torsione sia fornita dal meccanismo a traliccio spaziale composto da barre longitudinali, staffe chiuse verticali e puntoni di calcestruzzo compressi.

La quantità di staffe necessarie è determinata attraverso la relazione:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{2V_t}{zf_{ywd} \cot \theta}$$

in cui  $V_t$  rappresenta il taglio dovuto alla torsione agente sui lati verticali della sezione:

$$V_t = (h - t_{ef}) \left[ \frac{(T_{Ed} - T_{con})}{2A_k} \right] \quad (\text{EC2 Eq. 6.27})$$

con:

$$T_{con} = \left( 1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \right) T_{Rd,c} \quad (\text{EC2 Eq. 6.3.2(5)})$$

L'area di armatura longitudinale necessaria allo sviluppo del meccanismo resistente è calcolata come:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \frac{u_k}{f_{yd}} \quad (\text{EC2 Eq. 6.28})$$

in cui  $\theta$  rappresenta l'angolo di inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo. Conservativamente nel calcolo si assume  $\theta=45^\circ$  anche se la normativa permette di utilizzare qualsiasi valore compreso fra  $21.8^\circ$  e  $45^\circ$  (EC2 6.2.3(2)).

Infine viene verificata la capacità portante delle bielle compresse controllando che risulti:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (\text{EC2 Eq. 6.29})$$

in cui:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_kt_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (\text{EC2 Eq. 6.30})$$

Il valore di  $\nu$  è definito, analogamente a quanto visto per la resistenza a taglio, dalla relazione EC2 Eq. 6.6N.

Qualora la combinazione di taglio e torsione fosse tale da non soddisfare la precedente relazione verrà visualizzato un messaggio d'errore e la sezione di calcestruzzo deve essere incrementata in dimensioni.

Il programma riporta i massimi valori di  $A_t/s$  ed  $A_{st}$  corrispondenti alle varie combinazioni. È importante sottolineare che il calcolo delle armature a torsione è basato puramente su criteri di resistenza, pertanto non viene effettuato nessun controllo su eventuali minimi quantitativi di armatura previsti dalla normativa.

### 3.6 Prescrizioni sismiche

I seguenti paragrafi forniranno una descrizione dettagliata delle procedure di calcolo implementate con riferimento alla norma “EN 1998-1:2004-Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”. Una volta impostato l'Eurocodice 2-2004 come codice di verifica, tutte le seguenti prescrizioni vengono automaticamente controllate per tutte le combinazioni di progetto contenenti carichi sismici.

Le seguenti notazioni verranno nel seguito utilizzate:

$A_{sh}$	Area totale delle staffe orizzontali presenti in un generico nodo trave-pilastro, $mm^2$
$A_{sv,i}$	Area totale delle barre longitudinali verticali comprese fra due barre d'angolo in una data direzione di un nodo, $mm^2$
$\sum M_{Rb}$	Somma dei momenti resistenti di progetto delle travi convergenti in un nodo nella direzione di interesse, $Nmm$
$\sum M_{Rc}$	Somma dei momenti resistenti di progetto dei pilastri convergenti in un nodo nella direzione di interesse, $Nmm$
$M_{i,d}$	Momento all'estremità $i$ di una trave o di una colonna per il calcolo della gerarchia a taglio, $Nmm$
$M_{Rb,i}$	Momento resistente di progetto all'estremità $i$ di una trave generica, $Nmm$
$M_{Rc,i}$	Momento resistente di progetto all'estremità $i$ di un pilastro generico, $Nmm$
$V_{Ed,max}$	Massima forza di taglio agente alle estremità di una data trave per il criterio di gerarchia delle resistenze, $N$
$V_{Ed,min}$	Minima forza di taglio agente alle estremità di una data trave per il criterio di gerarchia delle resistenze, $N$
$h$	Altezza di una generica sezione, $mm$

---

$h_c$	Altezza di una generica sezione di un pilastro nella direzione di interesse, <i>mm</i>
$h_{jc}$	Distanza fra gli strati di armatura estremi di un pilastro in una data direzione, <i>mm</i>
$h_{jw}$	Distanza fra l'armatura superiore ed inferiore di una trave, <i>mm</i>
$l_{cl}$	Lunghezza netta di una trave o di un pilastro
$q_0$	Valore base del fattore di struttura
$\alpha_1$	Moltiplicatore dell'azione sismica corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica sulla struttura
$\alpha_u$	Moltiplicatore dell'azione sismica corrispondente alla formazione del cinematismo plastico globale della struttura
$\gamma_{Rd}$	Fattore di sovrarresistenza
$\xi$	Rapporto $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ fra il taglio minimo e massimo agenti alle estremità di una trave
$\mu_\phi$	Duttilità di curvatura
$\mu_\delta$	Duttilità di spostamento
$\rho$	Rapporto di armatura

### 3.6.1 Tipologie strutturali

All'interno delle preferenze di progetto è possibile scegliere fra le seguenti tipologie strutturali:

- Struttura a telaio in classe di duttilità alta DCH-MRF (EC8 5.5)
- Struttura a telaio in classe di duttilità media DCH-MRF (EC8 5.4)
- Struttura a telaio in classe di duttilità bassa DCL-MRF (EC8 5.3)
- Secondaria (nessuna prescrizione sismica)

Tali tipologie strutturali possono essere assegnate, sotto forma di sovrascritture, in maniera indipendente per tutti i diversi elementi della struttura. In tal modo sarà possibile escludere determinati elementi dalla verifica delle prescrizioni sismiche relative.

### 3.6.2 Strutture a telaio in CDA

Per strutture a telaio in classe di duttilità alta (CDA), per tutte le combinazioni sismiche, vengono verificate le seguenti condizioni aggiuntive.

### 3.6.2.1 Sollecitazioni di progetto per le travi

I valori di progetto dei momenti flettenti sono quelli derivanti dall'analisi corrispondenti alle diverse combinazioni sismiche. Il valore delle forze di taglio di progetto viene invece calcolato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze in accordo al punto EC8 5.5.2.1.

Nelle travi principali i tagli di progetto vengono determinati calcolando l'equilibrio della trave sotto l'azione di:

- Carichi distribuiti in condizioni sismiche
- Momenti di estremità  $M_{i,d}$  corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche. Le cerniere plastiche possono formarsi alle estremità della trave oppure alle estremità dei pilastri verticali connessi alle estremità della trave (EC8 5.5.2.1, EC8 5.4.2.2(1)P)

La condizione sopra descritta è stata così implementata (5.5.2.1, EC8 5.4.2.2(2)P, EC8 5.4.2.2(3)P): all'estremo  $i$  possono essere calcolati due valori della forza di taglio,  $V_{Ed,max}$  e  $V_{Ed,min}$ , corrispondenti ai possibili versi dei momenti plastici di estremità (vedi figura 3.8):

$$V_{Ed,max} = \frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}$$

$$V_{Ed,min} = \frac{M_{i,d}^+ + M_{j,d}^-}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}$$

nelle quali i momenti di estremità  $M_{i,d}$  sono calcolati come:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (\text{EC8 Eq. 5.8})$$

in cui:

$\gamma_{Rd}$  fattore di sovrarresistenza pari a 1.2 per travi in CDA.

$M_{Rb,i}$  momento resistente di progetto della trave all'estremo  $i$

$\sum M_{Rc}$  somma dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo. Il valore di tali momenti deve tener conto dell'interazione dello sforzo assiale presente

$\sum M_{Rb}$  somma dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo

All'estremità di travi sorrette indirettamente da altre travi, il momento  $M_{i,d}$  è assunto pari al momento flettente agente nelle combinazioni sismiche.

Il rapporto  $\zeta_i = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$  è inoltre utilizzato nel dimensionamento delle

armature a taglio delle travi come indicatore dell'inversione della forza di taglio (analogamente avviene per l'estremo  $j$ ).

È opportuno sottolineare che i momenti resistenti di estremità delle travi sono calcolati con l'armatura derivante dal progetto delle stesse. Affinché il progetto a gerarchia venga condotto nella maniera corretta, risulta dunque opportuno specificare l'esatto valore delle armature presenti alle estremità della trave all'interno della finestra **Concrete Reinforcement** raggiungibile dal menu di definizione della sezione.

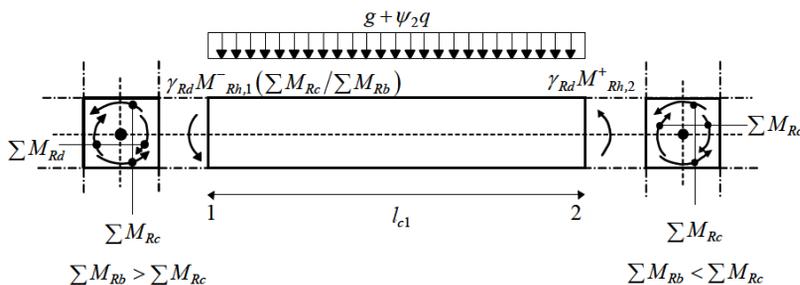


Figura 3.8: calcolo dei tagli di gerarchia per una trave

### 3.6.2.2 Sollecitazioni di progetto per i pilastri

I valori di progetto dei momenti flettenti e degli sforzi assiali sono quelli derivanti dall'analisi corrispondenti alle diverse combinazioni sismiche. Il valore delle forze di taglio di progetto viene invece calcolato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze in accordo al punto EC8 5.5.2.2.

Nelle pilastri principali i tagli di progetto vengono determinati calcolando l'equilibrio del pilastro sotto l'azione dei momenti di estremità  $M_{i,d}$  corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche. Le cerniere plastiche possono formarsi alle estremità della trave oppure alle estremità dei pilastri verticali connessi alle estremità della trave (EC8 5.5.2.1, EC8 5.4.2.2(1)P).

La condizione sopra descritta è stata così implementata (5.5.2.1, EC8 5.4.2.2(2)P, EC8 5.4.2.2(3)P): il taglio all'estremo all'estremo  $i$  è dato da (vedi figura 3.9):

$$V_{CD,c} = \frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}$$

nella quale i momenti di estremità  $M_{i,d}$  sono calcolati come:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}} \right) \quad (\text{EC8 Eq. 5.9})$$

in cui:

- $\gamma_{Rd}$             fattore di sovrarresistenza pari a 1.3 per pilastri in CDA.
- $M_{Rb,i}$            momento resistente di progetto della trave all'estremo  $i$
- $\sum M_{Rc}$            somma dei momenti resistenti delle colonne incidenti nel nodo. Il valore di tali momenti deve tener conto dell'interazione dello sforzo assiale presente
- $\sum M_{Rb}$            somma dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo

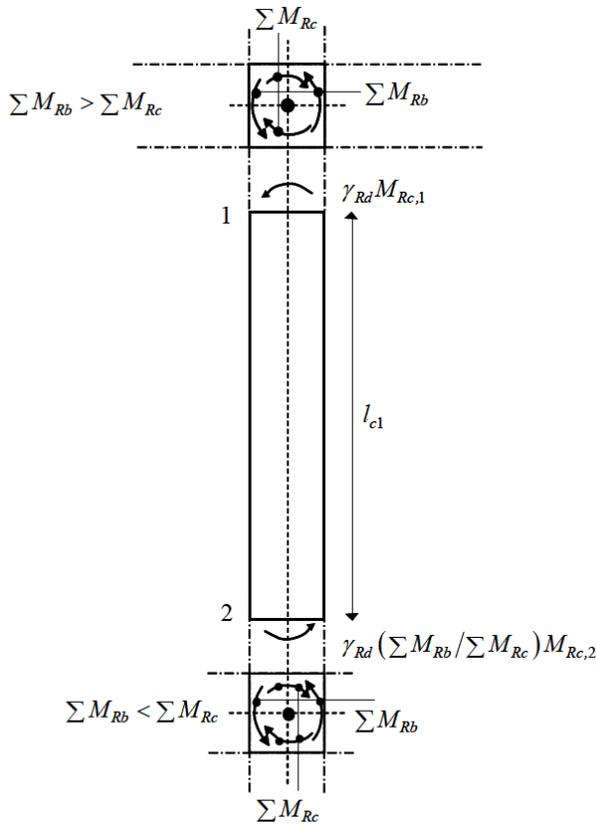


Figura 3.9: calcolo dei tagli di gerarchia per un pilastro

---

### 3.6.2.3 Progetto di travi e pilastri

La resistenza a flessione delle travi ed a presso-tenso flessione dei pilastri è calcolata in accordo con la norma EN1992-1-1:2004-Eurocodice 2 (EC8 5.5.3.1.1(1)P e EC8 5.5.3.2.1(1)P). Pertanto tutte le considerazioni viste nei paragrafi 3.5.1 e 3.4.2 restano valide. Per i pilastri, in aggiunta, deve essere verificato che lo sforzo assiale normalizzato  $\nu_{Ed}$  risulti:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_g} \leq 0.55 \quad (\text{EC8 5.5.3.2.1(3)})$$

La resistenza a taglio delle travi è calcolata in accordo con la norma EN1992-1-1:2004-Eurocodice 2 con le seguenti integrazioni (EC8 5.5.3.1.1):

- Nelle zone critiche delle travi principali l'inclinazione  $\theta$  delle bielle compresse del meccanismo resistente viene assunta pari a  $45^\circ$ .
- Nelle zone critiche delle travi principali, in corrispondenza dell'intersezione con un pilastro, con riferimento alla resistenza delle armature a taglio devono essere distinti i seguenti casi, in funzione del valore del rapporto  $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$  (EC8 5.5.3.1.2(3)):
  - Se  $\zeta \geq -0.5$ , la resistenza a taglio delle armature trasversali è calcolata in accordo con l'Eurocodice 2.
  - Se  $\zeta < -0.5$  e  $|V_E|_{max} \leq (2 + \zeta) f_{ctd}b_w d$  (EC8 Eq. 5.27), la resistenza a taglio delle armature trasversali è calcolata in accordo con l'Eurocodice 2.
  - Se  $\zeta < -0.5$  e  $|V_E|_{max} > (2 + \zeta) f_{ctd}b_w d$ , in aggiunta alle staffe devono essere previste opportune armature inclinate tali da assorbire almeno il 50% del taglio di progetto:

$$0.5V_{Ed} \leq 2A_s f_{yd} \sin \alpha \quad (\text{EC8 Eq. 5.28})$$

in cui  $A_s$  rappresenta l'area delle armature inclinate in una data direzione che attraversano il piano di scorrimento, e  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione delle armature. È importante sottolineare che il programma non gestisce il calcolo delle armature inclinate perciò, anche in quest'ultimo caso, le armature a taglio saranno calcolate unicamente sotto forma di staffe.

La resistenza a taglio dei pilastri è calcolata in accordo con la norma EN1992-1-1:2004-Eurocodice 2.

### 3.6.2.4 Progetto del nodo trave-pilastro

Al fine di assicurarsi che il nodo trave-pilastro abbia una adeguata resistenza nei confronti delle sollecitazioni di taglio, il programma effettua il calcolo del nodo in accordo al criterio della gerarchia delle resistenze. Vengono progettati solamente i nodi che hanno un pilastro sottostante. Le proprietà dei materiali costituenti il nodo sono assunte pari a quelle del pilastro ad esso sottostante. I passaggi della procedura di progetto per un generico nodo sono:

- Calcolo del taglio sollecitante,  $V_{jhd}$
- Calcolo dell'area efficace del nodo
- Progetto delle armature a taglio del nodo

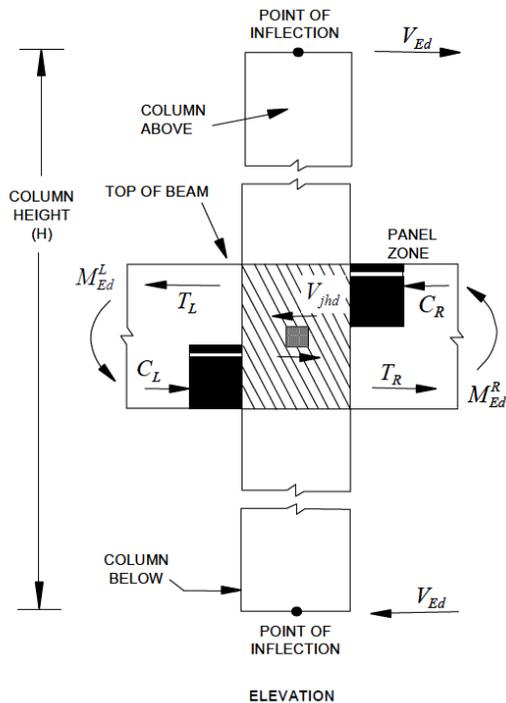


Figura 3.10: forze agenti sul nodo trave-pilastro

La figura 3.10 illustra la tipica condizione sollecitante di un nodo trave-pilastro; le forze agenti sul nodo sono:

- Lo sforzo assiale agente nel pilastro superiore derivante dall'analisi,  $N_{Ed}$

- I momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo incrementati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  pari a 1.2 (EC8 5.5.2.3(2)),  $M_{Ed}^R$  e  $M_{Ed}^L$
- Lo sforzo di taglio agente nei pilastri in seguito al raggiungimento dei momenti plastici nelle travi,  $V_C$

La forza orizzontale totale agente nel nodo,  $V_{jhd}$ , è calcolata scomponendo ognuno dei momenti resistenti delle travi in una coppia di forze equivalenti,  $C^R - T^R$  e  $C^L - T^L$ , di braccio pari a  $z = 0.9d$ . Poiché  $C^R = T^R$  e  $C^L = T^L$  risulta:

$$V_{jhd} = T_L + T_R - V_C$$

in cui  $V_C$  è calcolata assumendo come punto di inversione dei momenti la mezzeria dei pilastri:

$$V_C = \frac{M_{Ed}^L + M_{Ed}^R}{H}$$

Se non sono presenti pilastri al di sopra del nodo  $V_C$  viene assunto pari a 0. Il valore di  $V_{jhd}$  viene calcolato considerando tutte le possibili combinazioni di verso dei momenti flettenti agenti (vedi figura 3.11) ed il progetto viene condotto con riferimento alla condizione più sfavorevole.

Il progetto del nodo viene condotto per entrambe le direzioni principali del pilastro. Il programma è inoltre in grado di eseguire il progetto di nodi con travi incidenti non ortogonali agli assi principali del pilastro: in tal caso il momento resistente della generica trave viene proiettato lungo le direzioni principali del pilastro ed il progetto viene eseguito sommando i contributi delle proiezioni di tutte le travi costituenti il nodo.

L'area efficace del nodo viene calcolata assumendo sempre una sezione resistente rettangolare. Le dimensioni di tale rettangolo corrispondono alle dimensioni principali della colonna sottostante il nodo, a meno che le dimensioni delle travi incidenti non siano eccessivamente ridotte. In particolare, la larghezza dell'area efficace è limitata ai seguenti valori:

$$b_j = \min \{b_c, (b_w + 0.5h_c)\} \text{ se } b_c > b_w \quad (\text{EC8 Eq. 5.34(a)})$$

$$b_j = \min \{b_w, (b_c + 0.5h_c)\} \text{ se } b_c < b_w \quad (\text{EC8 Eq. 5.34(a)})$$

con:

$b_c$  larghezza della colonna ortogonalmente alla direzione in esame

$b_w$  larghezza dell'anima della trave

$h_c$  altezza della sezione nella direzione in esame

L'altezza della sezione resistente del nodo è assunta pari ad  $h_c$ . La sezione resistente così definita viene calcolata per ognuna delle direzioni principali del pilastro. È importante notare che, se le travi incidenti sono eccentriche rispetto al pilastro, le precedenti espressioni per il calcolo della larghezza efficace non sono conservative e l'utente dovrà provvedere autonomamente al calcolo del nodo.

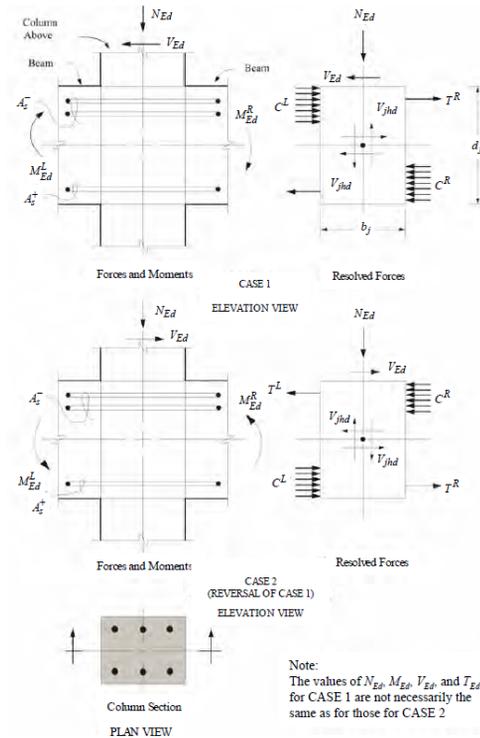


Figura 3.11: calcolo della sollecitazione di progetto del nodo trave-pilastro

Una volta determinate le sollecitazioni e le proprietà della sezione resistente del nodo, il programma effettua il progetto dell'armatura di confinamento necessaria. A tal fine viene prima verificata la capacità portante del calcestruzzo attraverso la relazione:

$$V_{jhd} \leq \begin{cases} \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta}} b_j h_{jc} & \text{per nodi interni} \\ 0.8 \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta}} b_j h_{jc} & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (\text{EC8 Eq. 5.33})$$

dove:

---


$$\eta = 0.6(1 - f_{ck}/250)$$

$h_{jc}$  distanza fra gli strati di armatura estremi della colonna nella direzione in esame

$b_j$  come definita in EC8 Eq. 5.34(a,b)

$\nu_d$  sforzo normale normalizzato nel pilastro superiore

Qualora la precedente relazione non fosse verificata il programma restituisce un messaggio di errore e le dimensioni degli elementi del nodo devono necessariamente essere riviste.

Nel caso in cui la EC8 Eq. 5.33 sia verificata, il programma procede al calcolo delle staffe di confinamento orizzontali  $A_{sh}$  del nodo attraverso la relazione:

$$A_{sh} = \left[ \frac{\left( \frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \right] \frac{b_j h_{jw}}{f_{ywd}} \quad (\text{EC8 Eq. 5.35})$$

in cui i simboli hanno il medesimo significato visto in precedenza.

Le staffe di confinamento orizzontali devono essere distribuite uniformemente lungo l'altezza  $h_{jw}$  determinata dagli strati di armatura inferiori e superiori delle travi incidenti. Per nodi esterni le cerchiature devono includere le estremità delle barre delle travi piegate verso il nodo (EC8 5.5.3.3(5)).

È importante sottolineare che il calcolo delle staffe di confinamento del nodo è basato puramente su criteri di resistenza, pertanto non viene effettuato nessun controllo riguardo percentuali minime di armatura previste dalla normativa (EC8 5.5.3.3(1)-(7) e 5.4.3.2.2(8)-(11)).

### 3.6.2.5 Rapporti di capacità trave-colonna

In corrispondenza dei nodi trave-colonna, per strutture a telaio in CDA, è necessario verificare che risulti (EC8 5.2.3.3(2)):

$$\frac{\sum 1.3M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui:

$\sum M_{c,Rd}$  è la somma dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo, calcolati in corrispondenza delle facce del nodo e tenendo conto dell'interazione con lo sforzo assiale presente

$\sum M_{b,Rd}$  è la somma dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo, calcolati in corrispondenza delle facce del nodo

Tali rapporti vengono calcolati trascurando eventuali fattori di sovraresistenza per le armature. Vengono prese in considerazione tutte le possibili combinazioni di segno dei momenti ed il rapporto è definito dal maggiore dei valori così calcolati.

Per travi incidenti nel pilastro con direzione arbitraria, i momenti resistenti vengono scomposti lungo le direzioni principali del pilastro e poi sommati a quelli delle altre travi.

Il programma effettua il calcolo dei rapporti di capacità trave-colonna per ogni nodo strutturale in cui sono presenti un pilastro superiore ed uno inferiore.

### 3.6.2.6 Massimi e minimi quantitativi di armatura

La minima armatura longitudinale da inserire in una trave è limitata al seguente valore (EC8 5.5.3.1.3(5)):

$$\rho_{min} = 0.5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

L'armatura longitudinale totale di un pilastro deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$\rho_{min} = 0.01 \quad (\text{EC8 5.4.3.2.2(1)})$$

$$\rho_{max} = 0.04 \quad (\text{EC8 5.4.3.2.2(1)})$$

Eventuali altre limitazioni di armatura presenti nella normativa devono essere controllati in maniera indipendente dall'utente.

## 3.6.3 Strutture a telaio in CDM

Per strutture a telaio in classe di duttilità media (CDM), per tutte le combinazioni sismiche, vengono verificate le seguenti condizioni aggiuntive.

### 3.6.3.1 Sollecitazioni di progetto per le travi

I valori di progetto dei momenti flettenti sono quelli derivanti dall'analisi corrispondenti alle diverse combinazioni sismiche. Il valore delle forze di taglio di progetto viene invece calcolato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze in accordo al punto EC8 5.4.2.2.

---

Nelle travi principali i tagli di progetto vengono determinati calcolando l'equilibrio della trave sotto l'azione di:

- Carichi distribuiti in condizioni sismiche
- Momenti di estremità  $M_{i,d}$  corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche. Le cerniere plastiche possono formarsi alle estremità della trave oppure alle estremità dei pilastri verticali connessi alle estremità della trave (EC8 5.4.2.2(1)P)

La condizione sopra descritta è stata così implementata (EC8 5.4.2.2(2)P, EC8 5.4.2.2(3)P): all'estremo  $i$  possono essere calcolati due valori della forza di taglio,  $V_{Ed,max}$  e  $V_{Ed,min}$ , corrispondenti ai possibili versi dei momenti plastici di estremità (vedi figura 3.8):

$$V_{Ed,max} = \frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}$$

$$V_{Ed,min} = \frac{M_{i,d}^+ + M_{j,d}^-}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}$$

nelle quali i momenti di estremità  $M_{i,d}$  sono calcolati come:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (\text{EC8 Eq. 5.8})$$

in cui:

- $\gamma_{Rd}$  fattore di sovrarresistenza pari a 1.0 per travi in CDM.
- $M_{Rb,i}$  momento resistente di progetto della trave all'estremo  $i$
- $\sum M_{Rc}$  somma dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo. Il valore di tali momenti deve tener conto dell'interazione dello sforzo assiale presente
- $\sum M_{Rb}$  somma dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo

All'estremità di travi sorrette indirettamente da altre travi, il momento  $M_{i,d}$  è assunto pari al momento flettente agente nelle combinazioni sismiche.

È opportuno sottolineare che i momenti resistenti di estremità delle travi sono calcolati con l'armatura derivante dal progetto delle stesse. Affinché il progetto a gerarchia venga condotto nella maniera corretta, risulta dunque opportuno specificare l'esatto valore delle armature presenti alle estremità della trave all'interno

della finestra **Concrete Reinforcement** raggiungibile dal menu di definizione della sezione.

### 3.6.3.2 Sollecitazioni di progetto per i pilastri

I valori di progetto dei momenti flettenti e degli sforzi assiali sono quelli derivanti dall'analisi corrispondenti alle diverse combinazioni sismiche. Il valore delle forze di taglio di progetto viene invece calcolato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze in accordo al punto EC8 5.4.2.3.

Nelle pilastri principali i tagli di progetto vengono determinati calcolando l'equilibrio del pilastro sotto l'azione dei momenti di estremità  $M_{i,d}$  corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche. Le cerniere plastiche possono formarsi alle estremità della trave oppure alle estremità dei pilastri verticali connessi alle estremità della trave (EC8 5.4.2.2(1)P e EC8 5.4.2.3(1)P).

La condizione sopra descritta è stata così implementata (EC8 5.4.2.3): il taglio all'estremo all'estremo  $i$  è dato da (vedi figura 3.9):

$$V_{CD,c} = \frac{M_{i,d}^- + M_{j,d}^+}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}$$

nella quale i momenti di estremità  $M_{i,d}$  sono calcolati come:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (\text{EC8 Eq. 5.9})$$

in cui:

- $\gamma_{Rd}$       fattore di sovraresistenza pari a 1.1 per pilastri in CDM.
- $M_{Rb,i}$     momento resistente di progetto della trave all'estremo  $i$
- $\sum M_{Rc}$     somma dei momenti resistenti delle colonne incidenti nel nodo. Il valore di tali momenti deve tener conto dell'interazione dello sforzo assiale presente
- $\sum M_{Rb}$     somma dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo

### 3.6.3.3 Progetto di travi e pilastri

La resistenza a flessione delle travi ed a presso-tenso flessione dei pilastri è calcolata in accordo con la norma EN1992-1-1:2004-Eurocodice 2 (EC8 5.5.3.1.1(1)P e EC8 5.5.3.2.1(1)P). Pertanto tutte le considerazioni viste nei paragrafi 3.5.1 e 3.4.2 restano valide. Per i pilastri, in aggiunta, deve essere verificato che lo sforzo

---

assiale normalizzato  $\nu_{Ed}$  risulti:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}A_g} \leq 0.65 \quad (\text{EC8 5.4.3.3.2.1(3)})$$

La resistenza a taglio di travi e pilastri è calcolata in accordo con la norma EN1992-1-1:2004-Eurocodice 2.

### 3.6.3.4 Rapporti di capacità trave-colonna

In corrispondenza dei nodi trave-colonna, per strutture a telaio in CDM, è necessario verificare che risulti (EC8 5.2.3.3(2)):

$$\frac{\sum 1.3M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui:

$\sum M_{c,Rd}$  è la somma dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo, calcolati in corrispondenza delle facce del nodo e tenendo conto dell'interazione con lo sforzo assiale presente

$\sum M_{b,Rd}$  è la somma dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo, calcolati in corrispondenza delle facce del nodo

Tali rapporti vengono calcolati trascurando eventuali fattori di sovrarestistenza per le armature. Vengono prese in considerazione tutte le possibili combinazioni di segno dei momenti ed il rapporto è definito dal maggiore dei valori così calcolati.

Per travi incidenti nel pilastro con direzione arbitraria, i momenti resistenti vengono scomposti lungo le direzioni principali del pilastro e poi sommati a quelli delle altre travi.

Il programma effettua il calcolo dei rapporti di capacità trave-colonna per ogni nodo strutturale in cui sono presenti un pilastro superiore ed uno inferiore.

### 3.6.3.5 Massimi e minimi quantitativi di armatura

La minima armatura longitudinale da inserire in una trave è limitata al seguente valore (EC8 5.4.3.1.2(5)):

$$\rho_{min} = 0.5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

L'armatura longitudinale totale di un pilastro deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$\rho_{min} = 0.01 \quad (\text{EC8 5.4.3.2.2(1)})$$

$$\rho_{max} = 0.04 \qquad \text{(EC8 5.4.3.2.2(1))}$$

Eventuali altre limitazioni di armatura presenti nella normativa devono essere controllati in maniera indipendente dall'utente.

### 3.6.4 Strutture a telaio in CDB

Per strutture a telaio in classe di duttilità bassa (CDB), fatta eccezione per le prescrizioni sui materiali presenti al paragrafo EC8 5.3.2, non sono necessarie alcune verifiche aggiuntive rispetto a quelle condotte in accordo con l'EC2 2004.

## 3.7 Preferenze di verifica

Viene di seguito riportato il significato di tutte le diverse preferenze di progettazione che possono essere impostate dall'utente una volta selezionata la normativa EC2-2004. Con riferimento alla figura 3.12 si ha:

1. *Design Code*: indica il codice di verifica selezionato
2. *Country*: indica il paese di riferimento per l'impostazione dei parametri di progetto specifici per i vari paesi
3. *Combinations Equation*: indica l'equazione dell'EC0 cui far riferimento per la generazione delle combinazioni automatiche di progetto
4. *Reliability Class*: classe di affidabilità, utilizzata nella generazione delle combinazioni di progetto per Danimarca, Finlandia e Svezia
5. *Second Order Method*: metodo di calcolo degli effetti locali del secondo ordine, è possibile scegliere fra il metodo della curvatura nominale (Nominal Curvature), il metodo della rigidezza nominale (Nominal Stiffness) oppure, qualora si sia tenuto conto di tali effetti in sede di analisi, nessuno
6. *Multi-Response Case Design*: definisce la procedura di progetto per analisi con risposta multipla (analisi time history, analisi statiche non lineari e analisi multi-step statiche). È possibile scegliere fra:
  - *Envelopes*: considera l'involuppo per le analisi time-history e le analisi multi-step statiche e lo stato finale per le analisi non lineari statiche
  - *Step by step*: considera tutti gli step per le analisi time-history e le analisi multi-step statiche e lo stato finale per le analisi non lineari statiche
  - *Last step*: considera solo lo stato finale per le analisi time-history, le analisi multi-step statiche e le analisi non lineari statiche

- 
- Envelopes-All: considera l'involuppo per le analisi time-history, le analisi multi-step statiche e le analisi non lineari statiche
  - Step by step-All: considera tutti gli step per le analisi time-history, le analisi multi-step statiche e le analisi non lineari statiche

È opportuno sottolineare che le opzioni Step by step e Step by step-All vengono automaticamente convertite alle corrispondenti Envelope qualora più di un caso di analisi a risposta multipla sia presente in combinazione

7. *Number of Iteration Curves*: numero di punti della sezione per i quali vengono generate le curve di interazione  $P-M_2-M_3$
8. *Number of Iteration Points*: numero di punti per ogni curva di interazione  $P-M_2-M_3$
9. *Consider Minimum Eccentricity?*: permette di includere od escludere dal calcolo dei pilastri l'eccentricità minima
10.  $\theta_0$  : valore di base dell'inclinazione per il calcolo delle imperfezioni geometriche (vedi EC2 5.2)
11.  $\gamma_s$  : coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio da c.a.
12.  $\gamma_c$  : coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
13.  $\alpha_{CC}$  : coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione del calcestruzzo
14.  $\alpha_{CT}$  : coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a trazione del calcestruzzo
15.  $\alpha_{LCC}$  : coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione dei calcestruzzi alleggeriti
16.  $\alpha_{LCT}$  : coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a trazione dei calcestruzzi alleggeriti
17. *Pattern Live Load Factor*: quota di carico variabile che viene ripartita secondo lo schema di semplice appoggio per il progetto delle travi
18. *Utilization Factor Limit*: valore limite per l'accettabilità dei rapporti di capacità

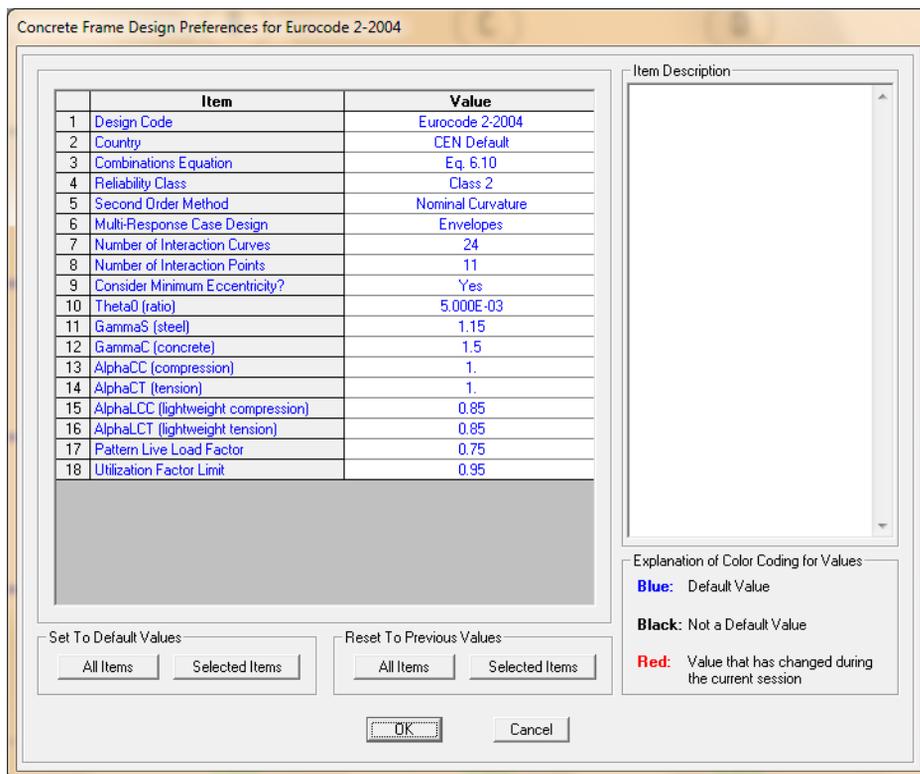


Figura 3.12: preferenze di progettazione per l'EC2-2004

---

## 3.8 Sovrascritture

Viene di seguito riportato il significato delle possibili sovrascritture assegnabili a travi e pilastri. Le sovrascritture possono essere assegnate, una volta selezionato l'elemento, attraverso il comando **Design > Concrete Frame Design > View/Rewise Overwrites**.

### 3.8.1 Sovrascritture per le travi

Con riferimento alla figura 3.13 si ha:

1. *Current Design Section*: indica qual'è la sezione di progetto assegnata alla data trave
2. *Framing Type*: è possibile definire la struttura di cui fa parte l'elemento. È possibile scegliere fra:
  - DC High: trave facente parte di una struttura a telaio in classe di duttilità alta
  - DC Medium: trave facente parte di una struttura a telaio in classe di duttilità media
  - DC Low: trave facente parte di una struttura a telaio in classe di duttilità bassa
  - Secondary: elemento secondario (non vengono controllate le prescrizioni sismiche)
3. *Live Load Reduction Factor*: moltiplicatore per i carichi variabili "riducibili" (reducible live)
4. *Unbraced Length Ratio (Major)*: rapporto fra la distanza dei punti di vincolo in direzione di massima inerzia e la lunghezza dell'elemento
5. *Unbraced Length Ratio (Minor)*: rapporto fra la distanza dei punti di vincolo in direzione di minima inerzia e la lunghezza dell'elemento
6. *Correction Factor,  $k_r$* : fattore di correzione, funzione dello sforzo assiale agente, per il metodo della curvatura nominale (EC2 Eq. 5.36)
7. *Creep Factor,  $k_\phi$* : coefficiente che tiene conto degli effetti viscosi nel metodo della curvatura nominale (EC2 Eq. 5.37)

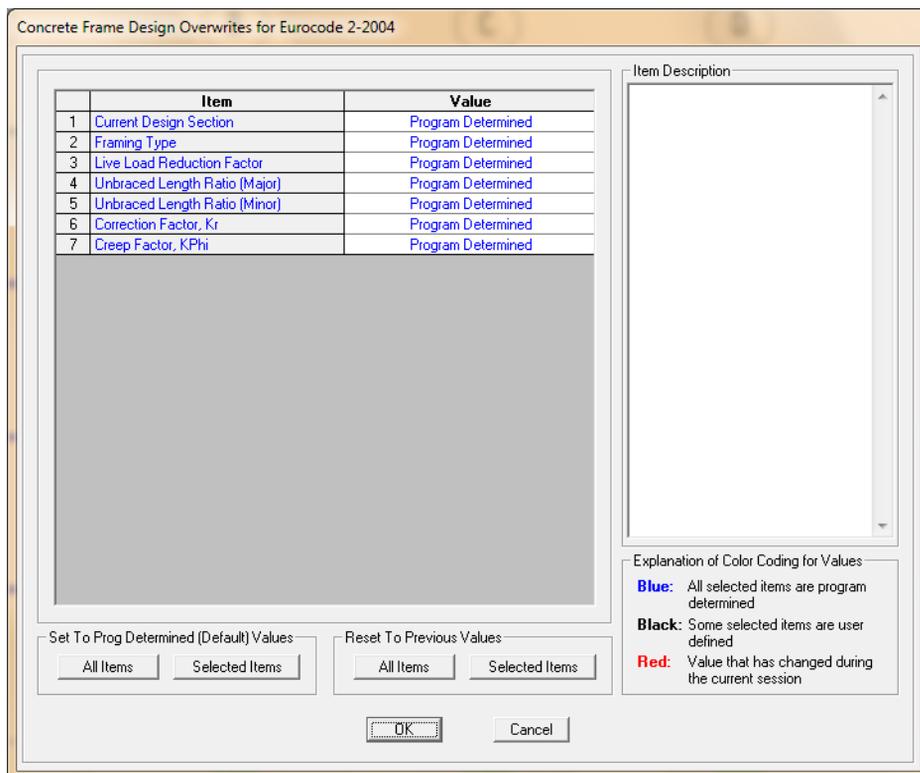


Figura 3.13: Sovrascritture travi

---

### 3.8.2 Sovrascritture per i pilastri

Con riferimento alla figura 3.14 si ha:

1. *Current Design Section*: indica qual'è la sezione di progetto assegnata al dato pilastro
2. *Framing Type*: è possibile definire la struttura di cui fa parte l'elemento. È possibile scegliere fra:
  - DC High: pilastro facente parte di una struttura a telaio in classe di duttilità alta
  - DC Medium: pilastro facente parte di una struttura a telaio in classe di duttilità media
  - DC Low: pilastro facente parte di una struttura a telaio in classe di duttilità bassa
  - Secondary: elemento secondario (non vengono controllate le prescrizioni sismiche)
3. *Live Load Reduction Factor*: moltiplicatore per i carichi variabili "riducibili" (reducible live)
4. *Unbraced Length Ratio (Major)*: rapporto fra la distanza dei punti di vincolo in direzione di massima inerzia e la lunghezza dell'elemento
5. *Unbraced Length Ratio (Minor)*: rapporto fra la distanza dei punti di vincolo in direzione di minima inerzia e la lunghezza dell'elemento
6. *Effective Length Factor ( $\beta_{major}$ )*: coefficiente di lunghezza efficace lungo l'asse maggiore
7. *Effective Length Factor ( $\beta_{minor}$ )*: coefficiente di lunghezza efficace lungo l'asse minore
8. *Moment coefficient ( $Cm_{major}$ )*: non utilizzato
9. *Moment coefficient ( $Cm_{minor}$ )*: non utilizzato
10. *NonSway Moment Factor ( $Dns_{major}$ )*: non utilizzato
11. *NonSway Moment Factor ( $Dns_{minor}$ )*: non utilizzato
12. *Sway Moment Factor ( $Ds_{major}$ )*: non utilizzato
13. *Sway Moment Factor ( $Ds_{minor}$ )*: non utilizzato
14. *Correction Factor ( $k_r$ )*: fattore di correzione, funzione dello sforzo assiale agente, per il metodo della curvatura nominale (EC2 Eq. 5.36)

15. *Creep Factor* ( $k_{\varphi}$ ): coefficiente che tiene conto degli effetti viscosi nel metodo della curvatura nominale (EC2 Eq. 5.37)

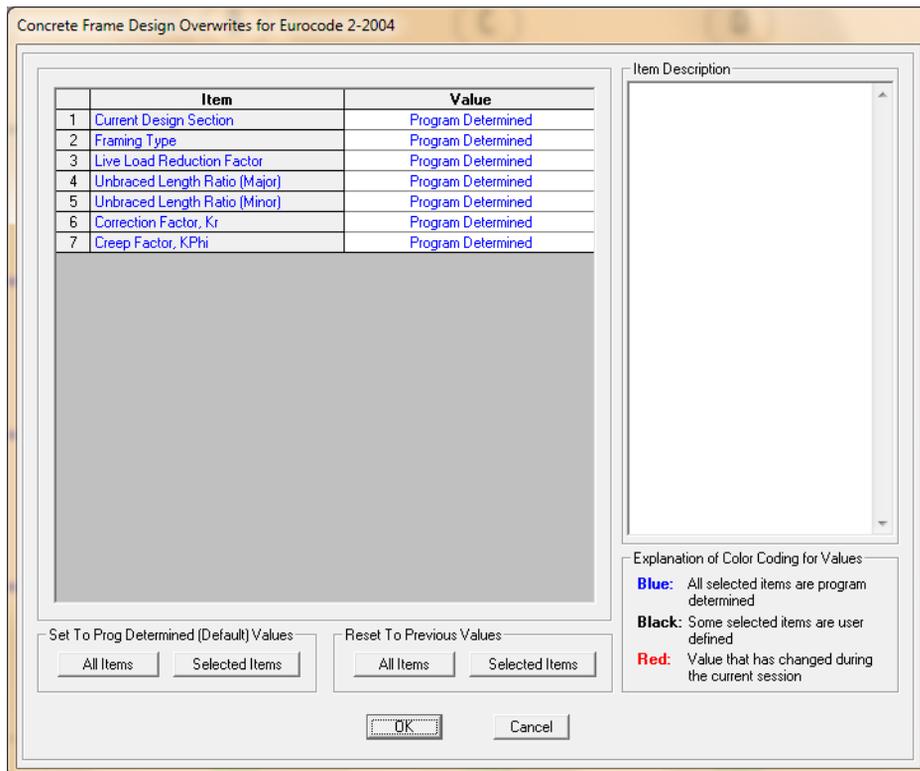


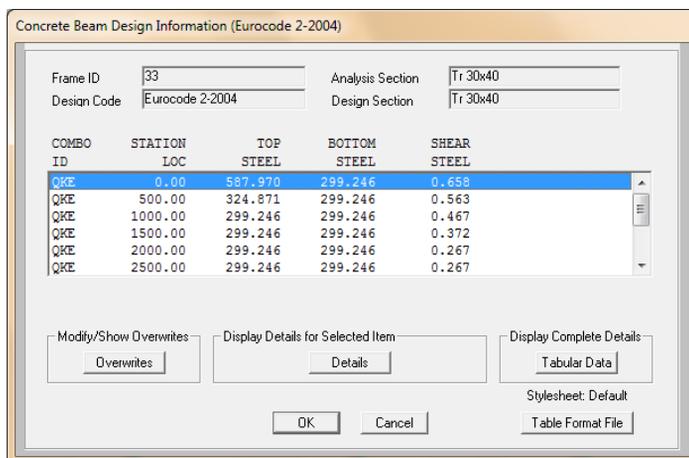
Figura 3.14: Sovrascritture pilastri

## 3.9 Output di progetto

Viene di seguito riportato l'output fornito da SAP con riferimento al progetto di travi e pilastri in accordo con l'EC2-2004. Le finestre di dettaglio sono raggiungibili, una volta effettuato il progetto della struttura, cliccando col tasto destro sull'elemento da interrogare.

### 3.9.1 Output di progetto per le travi

Cliccando col tasto destro su una qualunque trave della struttura è possibile accedere ai dettagli di progetto. La finestra riassuntiva che compare (figura 3.15) riporta le informazioni di progetto per tutte le output station della trave con riferimento alle varie combinazioni di progetto definite.



COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
QKE	0.00	587.970	299.246	0.658
QKE	500.00	324.871	299.246	0.563
QKE	1000.00	299.246	299.246	0.467
QKE	1500.00	299.246	299.246	0.372
QKE	2000.00	299.246	299.246	0.267
QKE	2500.00	299.246	299.246	0.267

Figura 3.15: finestra riassuntiva di progetto per le travi

Selezionando una stazione ed una data combinazione di progetto, cliccando sul pulsante “Details” è possibile avere accesso ai dettagli di progetto relativi alla stazione selezionata con riferimento alla data combinazione. Le informazioni sono riportate in forma ordinata e sequenziale. Con riferimento alla figura 3.16 si possono individuare 4 aree specifiche:

- **Area A:** nella parte superiore della finestra di dettaglio sono riportate le informazioni relative alla trave in esame, alla corrispondente sezione nonché i dettagli riguardanti la stazione di output, la combinazione di progetto e i coefficienti di sicurezza dei materiali
- **Area B:** in tale area vengono esplicitati i calcoli del progetto a flessione attorno all'asse 3 della trave. Sono riportati i momenti flettenti di progett-

to positivi (fibre tese inferiori) e negativi (fibre tese superiori) e i relativi dettagli di progetto:

- Required Rebar: area di armatura totale di progetto da disporre superiormente (Top) ed inferiormente (Bottom). Tale area è data dal massimo valore fra quelli delle colonne successive
  - +Moment Rebar: area di armatura da disporre superiormente (Top) ed inferiormente (Bottom) relativamente al momento di progetto positivo
  - -Moment Rebar: area di armatura da disporre superiormente (Top) ed inferiormente (Bottom) relativamente al momento di progetto negativo
  - Minimum Rebar: area di armatura minima da disporre superiormente (Top) ed inferiormente (Bottom) secondo le prescrizioni normative
- **Area C:** in tale area vengono esplicitati i calcoli del progetto a taglio lungo l'asse 2 della trave:
    - Rebar  $A_{sw}/s$ : area di armatura a taglio per unità di lunghezza da disporre sull'elemento
    - Shear  $V_{Ed}$ : taglio sollecitante di progetto
    - Shear  $V_{Rdc}$ : resistenza a taglio per elementi non armati
    - Shear  $V_{Rds}$ : resistenza a taglio fornita dalle armature
  - **Area D:** in tale area vengono esplicitati i calcoli del progetto a torsione della trave:
    - Rebar  $A_t/s$ : area di armatura trasversale per unità di lunghezza da disporre sull'elemento (da sommare alla  $A_{sw}/s$ )
    - Rebar  $A_{sl}$ : area di armatura longitudinale necessaria al meccanismo resistente
    - Torsion  $T_{Ed}$ : momento torcente di progetto
    - Critical T: momento torcente massimo, oltre il quale la sezione deve essere ridimensionata
    - Area  $A_k$ : area efficace della sezione resistente a torsione
    - Perimeter  $u_k$ : perimetro efficace della sezione resistente

Concrete Design Data Eurocode 2-2004

File

Units: KN, mm, C

**Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, mm, C (Summary) A**

L=5000.000  
 Element : 33 D=400.000 B=300.000 bf=300.000  
 Section ID : Tr 30x40 ds=0.000 dct=50.000 dcb=50.000  
 Combo ID : QKE E=31.000 fck=0.025 Lt.Wt. Fac.=1.000  
 Station Loc : 0.000 fyk=0.450 fywk=0.450

Gamma(Concrete) : 1.500  
 Gamma(Steel) : 1.150

**Design Moments, M3 B**

	Positive Moment	Negative Moment
	37149.341	-74298.681

**Flexural Reinforcement for Moment, M3 C**

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	587.970	0.000	587.970	299.246
Bottom (-2 Axis)	299.246	281.686	0.000	299.246

**Shear Reinforcement for Shear, U2 D**

	Rebar Asw/s	Shear UEd	Shear URdc	Shear URds
	0.658	81.115	53.323	81.115

**Torsion Reinforcement for Torsion, T**

Rebar At/s	Rebar Asl	Torsion TED	Critical T	Area Ak	Perimeter uk
0.000	0.000	0.000	0.000	60000.000	1000.000

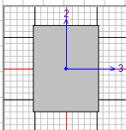


Figura 3.16: finestra di dettaglio per il progetto di travi

### 3.9.2 Output di progetto per i pilastri

Cliccando col tasto destro su un qualunque pilastro della struttura è possibile accedere ai dettagli di progetto. La finestra riassuntiva che compare (figura 3.17) riporta le informazioni di progetto per tutte le output station del pilastro con riferimento alle varie combinazioni di progetto definite.

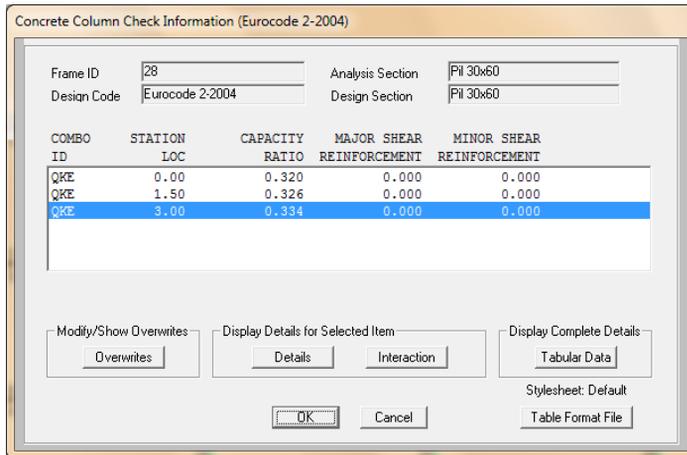


Figura 3.17: finestra riassuntiva di progetto per i pilastri

Selezionando una stazione ed una data combinazione di progetto, cliccando sul pulsante “Details” è possibile avere accesso ai dettagli di progetto relativi alla stazione selezionata con riferimento alla data combinazione. Le informazioni sono riportate in forma ordinata e sequenziale. Con riferimento alla figura 3.18 si possono individuare 6 aree specifiche:

- **Area A:** nella parte superiore della finestra di dettaglio sono riportate le informazioni relative al pilastro in esame, alla corrispondente sezione nonché i dettagli riguardanti la stazione di output, la combinazione di progetto e i coefficienti di sicurezza dei materiali
- **Area B:** in tale area vengono esplicitati i calcoli di progetto/verifica a presso-tenso flessione biassiale:
  - Capacity Ratio/Rebar Area: rappresenta il coefficiente di utilizzo del pilastro, qualora sia stato specificato che il pilastro debba essere verificato, oppure rappresenta il valore di armatura da disporre omogeneamente nelle posizioni prestabilite, qualora sia stato specificato che il pilastro debba essere progettato
  - Design NEd: rappresenta lo sforzo normale di progetto

- 
- Design MEd2: rappresenta il momento flettente di progetto attorno all'asse 2 comprensivo di effetti del secondo ordine ed eccentricità accidentali
  - Design MEd3: rappresenta il momento flettente di progetto attorno all'asse 3 comprensivo di effetti del secondo ordine ed eccentricità accidentali
  - Minimum M2: rappresenta il momento flettente minimo da considerare in direzione 2 (dato dal prodotto dello sforzo normale per l'eccentricità accidentale)
  - Minimum M3: rappresenta il momento flettente minimo da considerare in direzione 3 (dato dal prodotto dello sforzo normale per l'eccentricità accidentale)
  - M0Ed Moment: rappresenta il momento flettente equivalente del primo ordine calcolato secondo EC2 Eq. 5.32
  - Madd Moment: momento aggiuntivo del secondo ordine (calcolato secondo il metodo specificato nelle preferenze)
  - Minimum Ecc: eccentricità minima
  - Beta Factor: coefficiente di vincolo (corrispondente all'effective length factor)
  - L: lunghezza dell'elemento
- **Area D:** in tale area vengono esplicitati i calcoli aggiuntivi relativamente alle prescrizioni sismiche derivanti dall'EC8:
    - AXIAL COMPRESSION RATIO: controllo del valore di sforzo normale adimensionale
    - JOINT SHEAR DESIGN: progetto a taglio del nodo
      - \* Joint Shear Ash: area totale di staffe orizzontali da disporre nel nodo
      - \* Shear VEd, Top: taglio sollecitante di progetto agente sulla colonna superiore del nodo
      - \* Shear Vjhd: taglio sollecitante di progetto agente nel nodo
      - \* Shear Vrd, Conc: taglio resistente massimo (se il taglio di progetto è superiore occorre ridimensionare il nodo)
      - \* Joint Area: area resistente del nodo
    - 1.3 BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS: controllo dei rapporti di resistenza trave-colonna sia in direzione maggiore (asse 3) che in direzione minore (asse 2)

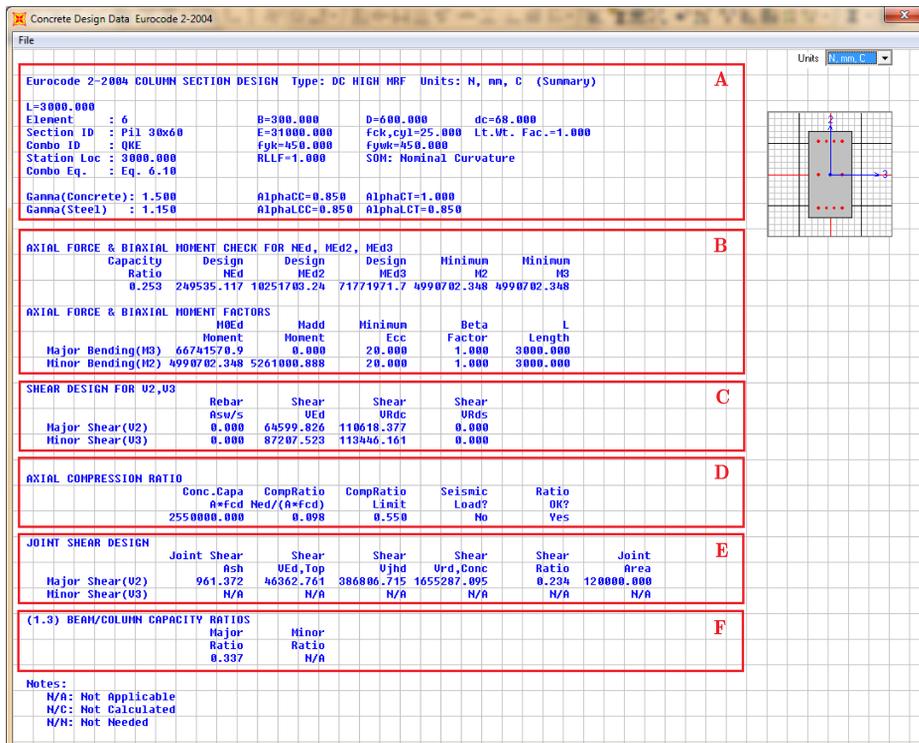


Figura 3.18: finestra di dettaglio per il progetto di pilastri

# Capitolo 4

## Esempio di calcolo: Telaio in CDA

Nel presente capitolo verrà illustrata la procedura di calcolo, in accordo con l'Eurocodice 2 ed Eurocodice 8, di una struttura a telaio in c.a. in classe di duttilità alta. I parametri di verifica verranno settati in accordo con il documento di applicazione nazionale italiano, in modo da rendere le verifiche pienamente conformi alle prescrizioni nazionali.

### 4.1 Definizione della struttura

La struttura in esame rappresenta un telaio piano in c.a. a 4 piani e 4 campate. L'ampiezza delle campate è pari a 5 metri, mentre l'interpiano è pari a 3 metri, per un'altezza totale di 12 metri. Travi e pilastri hanno sezioni rettangolari così definite:

- travi: sezione 30x40 (figura 4.1)
- pilastri piano 1 e piano 2: sezione 30x50 (figura 4.2)
- pilastri piano 2 e piano 3: sezione 30x40 (figura 4.3)

La geometria globale della struttura è riportata in figura 4.4. Tutte le sezioni in c.a. sono costituite da calcestruzzo C25/30 con armatura di tipo B450C, aventi le caratteristiche riportate in figura 4.5.

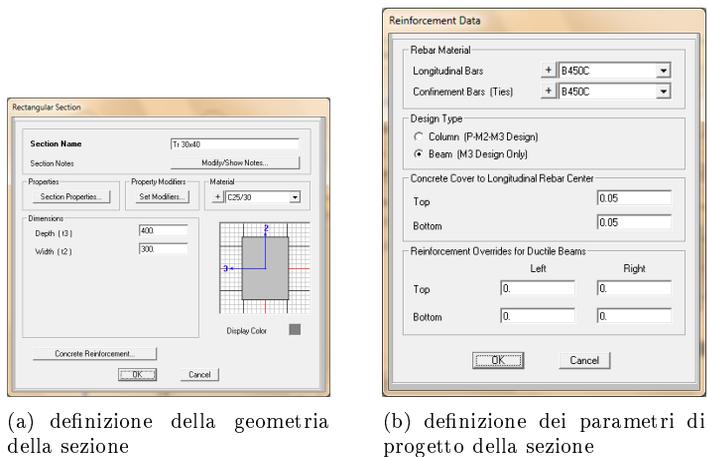


Figura 4.1: travi 30x40

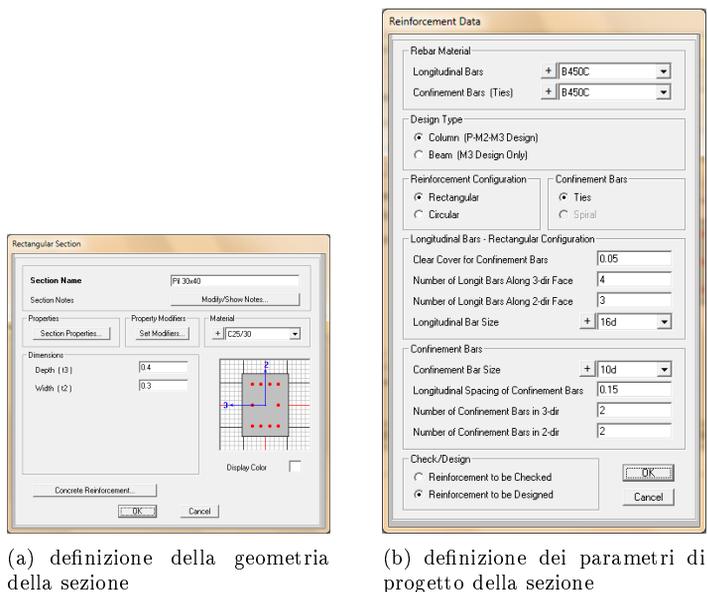
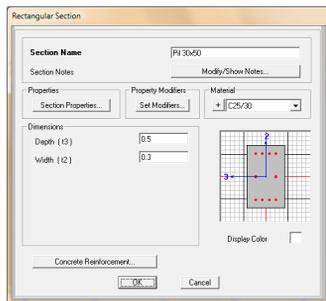
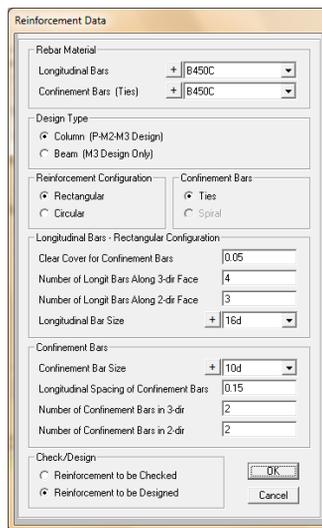


Figura 4.2: pilastri 30x40



(a) definizione della geometria della sezione



(b) definizione dei parametri di progetto della sezione

Figura 4.3: pilastri 30x50



Figura 4.4: geometria globale del telaio

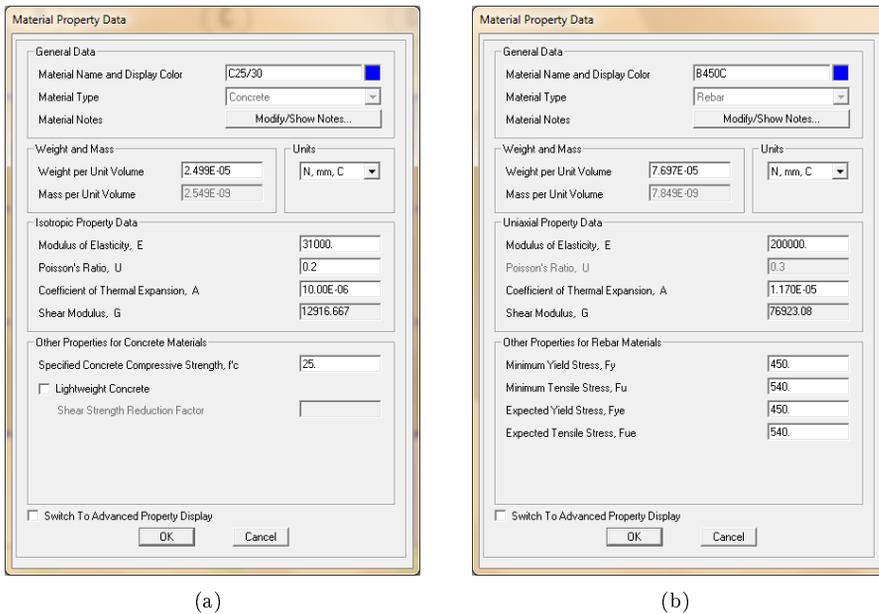


Figura 4.5: definizione dei materiali

## 4.2 Analisi dei carichi

Alla struttura sono stati applicati i seguenti carichi statici:

- peso proprio degli elementi strutturali: DEAD
- carichi permanenti di piano:  $g_{2k} = 3.5kN/m^2$
- carichi accidentali di piano:  $q_{Ak} = 2.0kN/m^2$

Supponendo una larghezza di influenza dei vari telai pari a 5 metri, le travi sono state caricate come illustrato in figura 4.6 ed in figura 4.7. Per quanto riguarda i carichi sismici è stato definito uno spettro di risposta allo SLV in accordo con la normativa italiana. Il fattore di struttura assunto è pari a 3.9, valore coerente con la tipologia strutturale in esame e la classe di duttilità adottata (vedi figura 4.8).

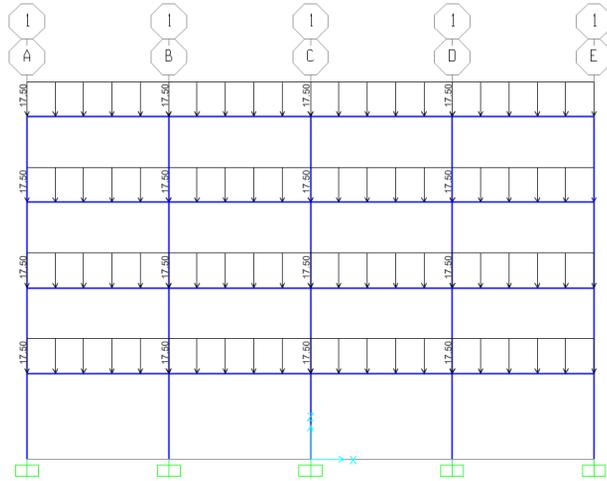


Figura 4.6: distribuzione dei carichi permanenti

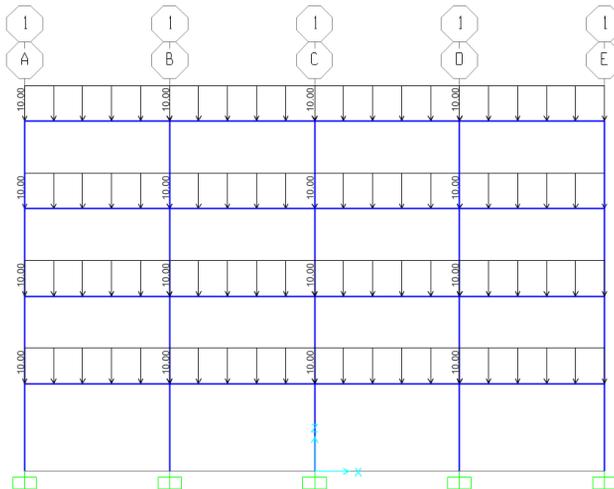


Figura 4.7: distribuzione dei carichi variabili

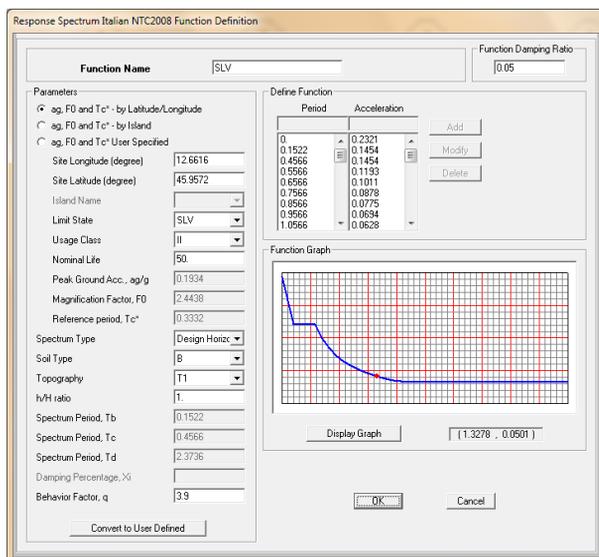


Figura 4.8: spettro di risposta allo SLV impiegato nell'analisi

Ad ognuno dei carichi definiti è stato associato un load case come mostrato in figura 8.8.

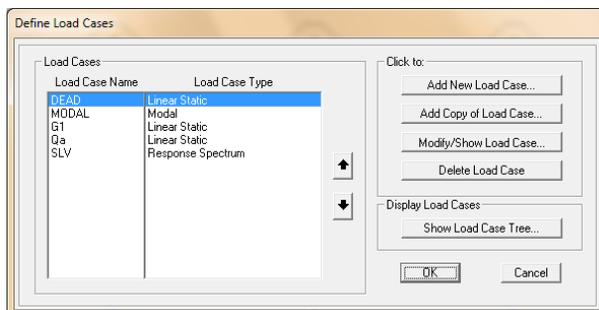


Figura 4.9: casi di analisi

---

## 4.3 Combinazioni di progetto

Le combinazioni di progetto impiegate nel calcolo sono 2, riportate in figura 8.9:

- SLU: combinazione agli stati limite ultimi
- QKE: combinazione sismica allo SLV

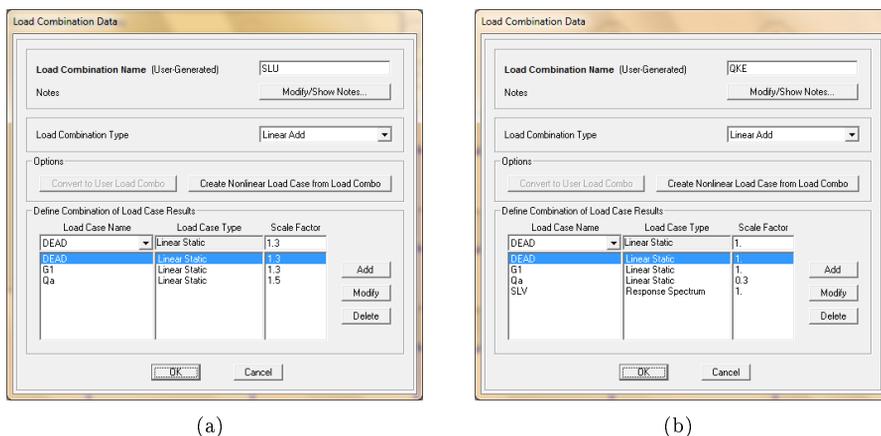


Figura 4.10: combinazioni di progetto

## 4.4 Impostazione dei parametri di progetto

I parametri di progetto sono stati impostati come mostrato in figura 4.11 in accordo con le prescrizioni contenute nelle norme italiane NTC2008. Le combinazioni precedentemente create sono state quindi impostate come uniche combinazioni di progetto, vedi figura 4.12.

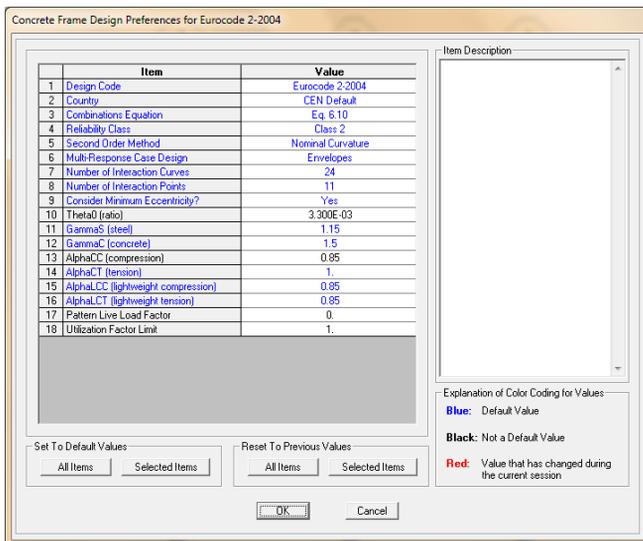


Figura 4.11: preferenze di progetto

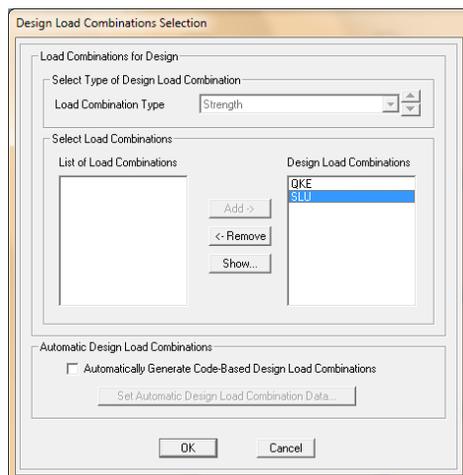


Figura 4.12: impostazione delle combinazioni di progetto

---

## 4.5 Progetto delle travi

Per prima cosa, ai fini del progetto del telaio, occorre effettuare il dimensionamento a flessione delle varie travi. È infatti necessario conoscere preventivamente l'armatura longitudinale di estremità delle travi per poter effettuare il progetto a taglio delle stesse ed il progetto a pressoflessione dei pilastri. Si procede pertanto assegnando il numero delle stazioni di output alle varie travi (Assign > Frame > Output Stations) e lanciando il processo di design attraverso il comando Design > Concrete Frame Design > Start Design/Check of Structure. I risultati ottenuti dopo questa prima fase di progettazione saranno validi unicamente per stabilire le armature longitudinali delle travi, pertanto tutte le altre grandezze verranno ignorate. Al fine di visualizzare le armature di progetto è sufficiente eseguire il comando Design > Concrete Frame Design > Display Design Info > Design Output > Longitudinal Reinforcing. I risultati ottenuti sono riportati in figura 4.13 con riferimento alle stazioni di estremità e di mezzeria delle travi. Per conoscere i risultati dettagliati, relativi alle singole sottostazioni, è sufficiente cliccare col tasto destro su una qualsiasi trave della struttura.

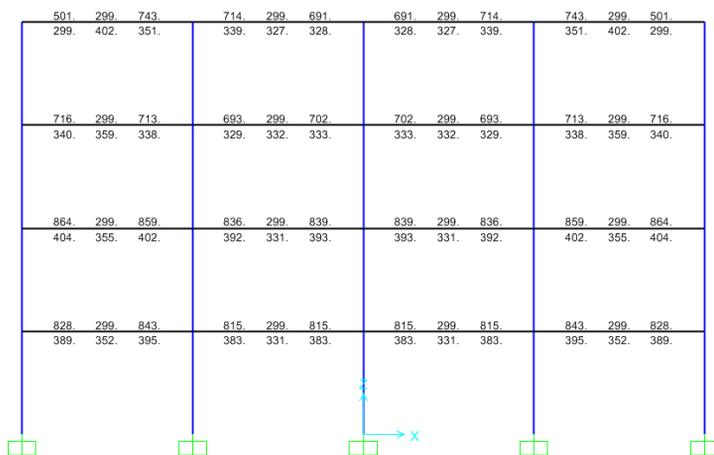


Figura 4.13: armatura longitudinale di progetto delle travi

In base ai risultati ottenuti si evince come, per le stazioni di estremità delle travi, sia necessario prevedere un'armatura superiore pari ad almeno 859 mmq ed un'armatura inferiore pari a 404 mmq. Una delle possibili configurazioni che soddisfano tali condizioni è data da un'armatura inferiore pari a  $2 \phi 16$  ed un'armatura superiore pari a  $2 \phi 16 + 2 \phi 18$ . Ipotizzando di utilizzare tale disposizione occorre sovrascrivere le armature di estremità delle varie travi come

mostrato in figura 4.14. Una volta impostato l'esatto valore di armatura per le estremità delle travi è possibile rilanciare il progetto dell'intera struttura.

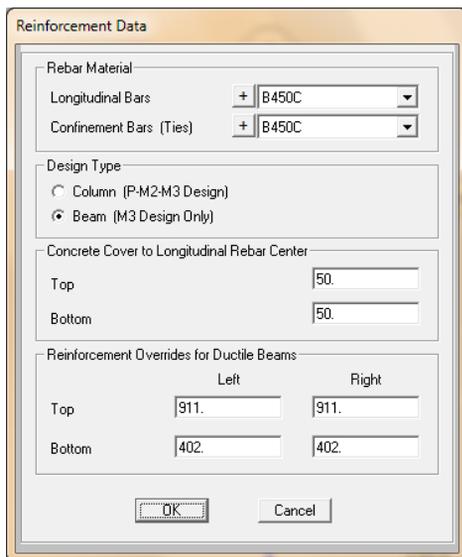


Figura 4.14: inserimento delle armature di estremità delle travi

A questo punto è possibile visualizzare l'output di progetto completo relativo alle varie travi. In particolare, oltre alle armature longitudinali, invariate rispetto ai risultati visti in precedenza, è possibile visualizzare l'armatura a taglio necessaria per le varie stazioni. A tal proposito è sufficiente accedere al menu Design > Concrete Frame Design > Display Design Info > Design Output > Shear Reinforcing. Dall'analisi dei risultati (riportati in figura 4.15) si evince che la quantità minima di armatura a taglio necessaria per le travi sia pari a  $0.765 \text{ mm}^2/\text{mm}$  alle estremità e  $0.526 \text{ mm}^2/\text{mm}$  in mezzeria. Delle staffe  $\phi 10$  a passo 10 cm alle estremità e 20 cm in mezzeria soddisfano il criterio di resistenza.

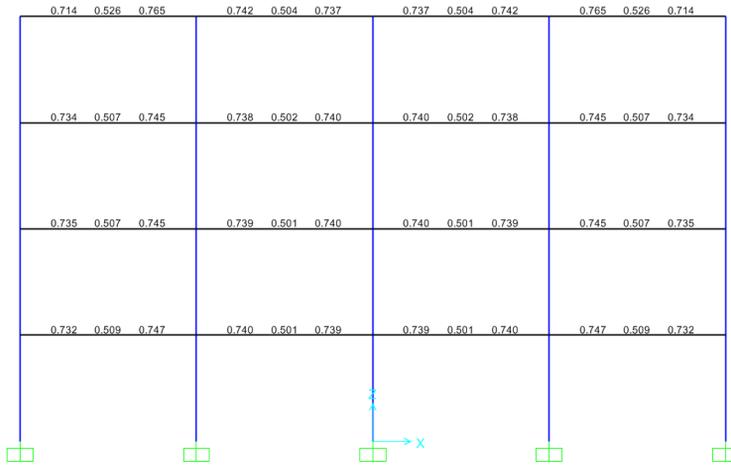


Figura 4.15: armatura a taglio di progetto delle travi

## 4.6 Progetto dei pilastri

Una volta completato il progetto delle travi è possibile effettuare il progetto dei pilastri in accordo coi criteri di resistenza e gerarchia. Analogamente a quanto visto per le travi, dopo aver lanciato la verifica della struttura è possibile visualizzare le armature longitudinali di progetto corrispondenti ai vari pilastri. I valori ottenuti, riportati in figura 4.16, permettono di stabilire l'esatta quantità di armatura da disporre nelle posizioni prestabilite (vedi figure 4.2 e 4.3). In particolare, delle barre di diametro 14 mm soddisfano i requisiti di resistenza specificati.

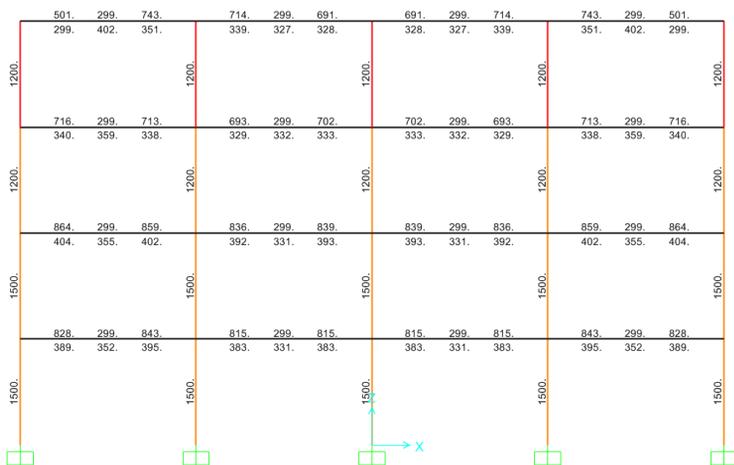


Figura 4.16: armatura longitudinale di progetto dei pilastri

Analogamente a quanto visto per le travi, anche per quanto riguarda il progetto a taglio dei pilastri occorre definire esattamente la quantità di armatura longitudinale presente, in modo che i valori dei momenti resistenti vengano calcolati opportunamente. A tal proposito, nella scheda di definizione delle sezioni occorre specificare l'esatta dimensione delle barre (in questo caso 14 mm) e selezionare la voce "Reinforcement to be Checked". Lanciando successivamente la verifica della struttura si otterranno i risultati di progetto definitivi.

## 4.7 Gerarchia delle resistenze trave-pilastro

Durante il progetto della stazione di sommità dei pilastri, qualora vi sia almeno una trave incidente, viene condotta la verifica di gerarchia a flessione trave-pilastro. I risultati possono essere visualizzati attraverso il menu Design > Concrete Frame Design > Display Design Info > (1.3) Beam/Column Capacity Ratio, oppure entrando nella scheda di dettaglio relativa all'ultima stazione del pilastro. Dall'analisi della figura 4.17, si evince come il criterio sia rispettato per tutti i pilastri della struttura ad eccezione di quelli dell'ultimo piano per i quali, comunque, la verifica non risulta necessaria.

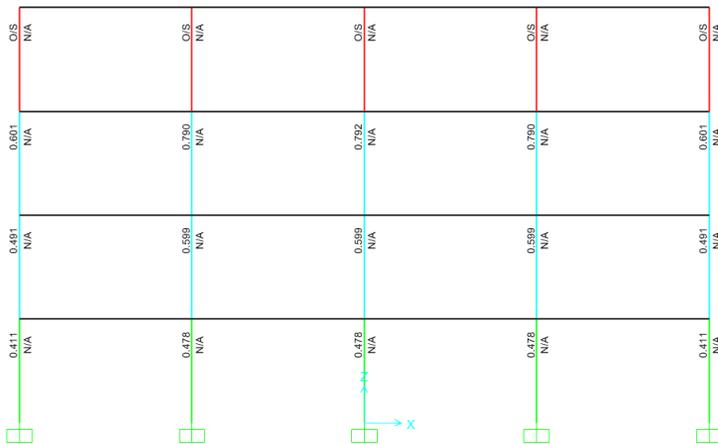


Figura 4.17: verifica gerarchia trave-pilastro

## 4.8 Progetto del nodo trave-pilastro

Durante il progetto della stazione di sommità dei pilastri, qualora vi sia almeno una trave incidente, viene condotto il progetto a taglio del nodo. I risultati possono essere visualizzati attraverso il menu Design > Concrete Frame Design > Display Design Info > Joint Shear Reinforcing, oppure entrando nella scheda di dettaglio relativa all'ultima stazione del pilastro. Dall'analisi della figura 4.18, si evince come sia necessario disporre delle staffe di area complessiva pari ad almeno 1575 mmq in ogni nodo, per un'altezza compresa fra lo strato di armatura superiore ed inferiore delle travi. Delle staffe  $\phi 12$  a passo 5 cm soddisfano il criterio appena descritto.

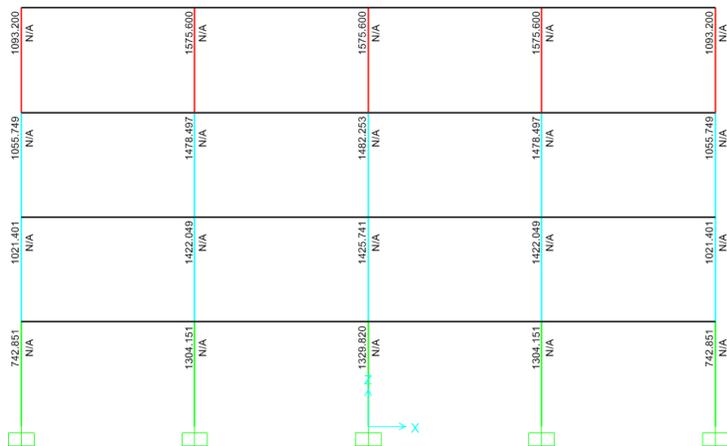


Figura 4.18: progetto dell'armatura orizzontale del nodo trave-pilastro

## Parte II

# Verifica elementi in Acciaio



# Capitolo 5

## Informazioni generali

Nel presente capitolo verranno introdotti i concetti di base ed evidenziati i passi fondamentali che compongono il processo di progettazione e verifica degli elementi in acciaio.

All'interno di SAP2000 sono presenti degli algoritmi molto potenti in grado di effettuare la progettazione e l'ottimizzazione di strutture in acciaio in base a criteri di:

- Resistenza
- Deformabilità
- Target di periodo strutturale fondamentale

SAP2000 integra inoltre un post processore in grado di fornire risultati completi per quanto riguarda:

- Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi di membrature in acciaio
- Verifiche allo stato limite di deformabilità di membrature in acciaio

### 5.1 Normativa di riferimento

La normativa di riferimento per il progetto/verifica degli elementi strutturali deve essere determinata all'interno del menu **Design > Steel Frame Design > View/Revise Preferences**. È possibile scegliere una normativa di progetto qualsiasi da applicare ad una qualunque analisi di carico. Nella medesima esecuzione della procedura progettuale non è possibile progettare alcuni elementi seguendo una normativa ed altri seguendone un'altra, tuttavia è possibile realizzare

esecuzioni progettuali diverse utilizzando normative differenti senza rilanciare le analisi.

La descrizione dettagliata delle procedure di progetto/verifica implementate per le varie normative è consultabile attraverso il menu **Help > Documentation > Design > Steel Frame Design** e specificando la normativa desiderata.

## 5.2 Unità di misura

Per la progettazione di aste in acciaio, può essere utilizzato come input un set qualsiasi di unità consistenti. Convenzionalmente, i codici progettuali sono basati su uno specifico set di unità (ad es. Newton - millimetri - secondi per l'EC2) ma è comunque possibile utilizzare un qualunque sistema di unità di misura per definire e progettare un edificio, come anche cambiare in qualsiasi momento il sistema di unità che si sta utilizzando.

## 5.3 Assegnazione della procedura di progetto

Prima di procedere al progetto od alla verifica degli elementi strutturali occorre associare agli stessi una determinata procedura di progetto. L'assegnazione delle procedure di progetto ai vari elementi viene fatta a livello di definizione della sezione.

In particolare, per elementi frame, definendo una sezione attraverso le librerie predefinite presenti all'interno del menu **Define > Section properties > Frame Sections** e specificando come materiale un determinato acciaio, tutti gli elementi cui verrà associata tale sezione verranno progettati e verificati come elementi in acciaio. Per sezioni definite attraverso Section Designer occorre invece spuntare, nella finestra di definizione, l'opzione "General Steel Section". È inoltre possibile escludere taluni elementi dal processo di verifica assegnando, attraverso il comando **Design > Overwrite Frame Design Procedure**, l'opzione No Design.

## 5.4 Combinazioni di carico di progetto

Il programma crea automaticamente un numero di combinazioni di carico di progetto in base alla normativa selezionata. È possibile aggiungere combinazioni personalizzate oppure modificare o cancellare le combinazioni di default del programma. Le combinazioni di carico da includere nel processo di progetto/verifica possono essere specificate attraverso il menu **Design > Steel Frame Design > Select Design Combos**.

---

Tutti i codici di calcolo prevedono la combinazione dei carichi e delle azioni attraverso l'uso di fattori moltiplicativi. I fattori utilizzati ed il modo in cui carichi e le azioni vengono combinati dipendono dal codice di calcolo selezionato. Più in dettaglio i fattori di combinazione vengono applicati alle forze ed ai momenti corrispondenti alle analisi dei singoli casi di carico. I valori così ottenuti vengono poi sommati per ottenere le forze ed i momenti relativi alla combinazione di carico. Eseguendo l'analisi ad elementi finiti per i singoli casi di carico e poi sommando i risultati moltiplicati per i fattori di carico, è possibile definire le varie combinazioni anche dopo aver lanciato l'analisi della struttura.

Per combinazioni di carico che comprendono analisi a spettro di risposta, analisi time history, analisi a carichi mobili, e combinazioni del tipo involucro, srss, somma dei valori assoluti... dove pertanto ogni corrispondenza fra le quantità interagenti viene persa, **il programma crea automaticamente le sottocombinazioni multiple usando permutazioni di massimi/minimi delle quantità interagenti**. La procedura di permutazione appena descritta genera quindi otto scenari di verifica distinti per ogni combinazione.

**Nota:** non sono richieste combinazioni separate con fattori negativi per i casi di carico a spettro di risposta poiché il valore derivante dall'analisi viene automaticamente assunto sia con segno positivo che negativo.

Come anticipato, per le combinazioni di carico standard che includono carichi statici (come carichi permanenti, carichi variabili, carico da vento e carico da sisma) e/o carichi dinamici (come il carico sismico generato da uno spettro di risposta), il programma è dotato di una procedura per la generazione di combinazioni di default. Tali combinazioni sono basate sulle raccomandazioni contenute nel relativo codice di progetto. Le combinazioni di carico di default assumono come presupposto che tutti gli schemi di carico dichiarati come permanenti (DEAD) siano addittivi. Allo stesso modo, tutti gli schemi di carico dichiarati come variabili (LIVE) sono considerati addittivi. Ogni schema di carico statico dichiarato come da vento (WIND) o da sisma (QUAKE), o i casi di carico a spettro di risposta, sono considerati non addittivi fra di loro e danno luogo a combinazioni di carico laterale multiple (nel caso di carichi da vento e carico da sisma statico anche con permutazione di segno).

Qualora le combinazioni generate automaticamente non siano corrette, e/o qualora vi sia la necessità di inserire altri scenari di carico non inclusi, l'utente deve intervenire correggendo e/o inserendo manualmente le combinazioni.

## 5.5 Stazioni di progetto

Per ogni combinazione di carico, ogni elemento viene progettato e/o verificato in un numero predefinito di stazioni distribuite in modo equidistante su tutta la

sua lunghezza. Il numero di stazioni per ogni elemento frame può essere impostato dall'utente, prima di effettuare l'analisi della struttura, attraverso il menu **Assign > Frame > Output Stations**.

## 5.6 Gerarchia delle resistenze

I più importanti codici normativi a livello internazionale prevedono che la progettazione sismica delle strutture sia basata sul criterio della gerarchia delle resistenze. SAP2000 integra pienamente tali indicazioni effettuando, per tutte le combinazioni sismiche selezionate, una progettazione in grado di garantire il soddisfacimento delle prescrizioni sismiche con riferimento alle seguenti tipologie strutturali:

- strutture a telaio
- strutture con controventi concentrici
- strutture con controventi eccentrici

Le modalità di controllo dei criteri di gerarchia sopra citati sono funzione della normativa di calcolo selezionata. Tutti i dettagli relativi alle procedure implementate per i diversi codici sono reperibili all'interno del percorso **Help > Documentation > Design > Steel Frame Design**.

## 5.7 Effetti del secondo ordine

Le normative richiedono solitamente che gli effetti del secondo ordine vengano considerati quando si progettano telai in acciaio. Gli effetti del secondo ordine hanno origine da due fonti: la traslazione laterale globale del telaio e la deformazione locale dei singoli elementi del telaio.

Si consideri l'elemento asta mostrato nella figura 5.1 facente parte di una data struttura: il drift globale fra le estremità dell'elemento è indicato con  $\Delta$ , viceversa la deformazione locale dello stesso è indicata con  $\delta$ . Gli effetti totali del secondo ordine nell'elemento sono determinati sia da  $\Delta$  che da  $\delta$ .

SAP2000 è in grado di cogliere l'influenza di entrambi gli aspetti sul comportamento globale della struttura attraverso un'analisi non lineare P-Delta o in grandi spostamenti. Affinché il contributo dello sbandamento locale dell'elemento venga colto in maniera corretta è necessario che lo stesso sia fisicamente suddiviso in più elementi intermedi.

Al fine di impostare un'analisi di tipo P-Delta o in grandi spostamenti è necessario definire un caso di analisi di tipo statico non lineare o di tipo time history non lineare e scegliere fra i possibili parametri di non linearità geometrica:

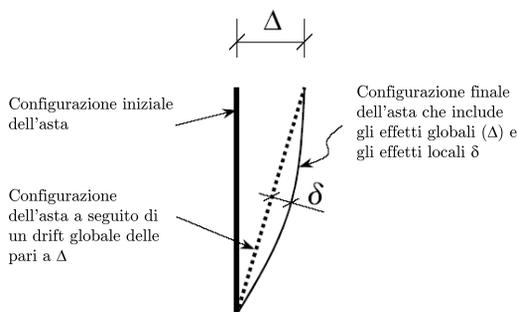


Figura 5.1: effetti del secondo ordine su un elemento

- P-Delta: in tal caso la matrice di rigidezza degli elementi viene costruita tenendo conto dell'interazione fra l'azione assiale e flettente. Così facendo viene correttamente modellato l'effetto instabilizzante dei carichi assiali di compressione e quello stabilizzante dei carichi assiali di trazione sul comportamento flettente degli elementi. La matrice di rigidezza diventa perciò funzione dello stato sollecitante e deve essere calcolata attraverso un processo iterativo. Per carichi assiali di compressione molto elevati, vicini ai carichi critici degli elementi, potrebbe essere necessario intervenire sui parametri di convergenza dell'analisi
- P-Delta più grandi spostamenti: scegliendo tale opzione, in aggiunta all'analisi P-Delta, si assume che la struttura sia soggetta a grandi spostamenti e, pertanto, l'ipotesi di riferire le equazioni di equilibrio alla configurazione indeformata non abbia significato. Il sistema risolvibile viene pertanto assemblato a partire dalla configurazione deformata della struttura seguendo un processo iterativo. Il primo passo consiste nell'applicare i carichi alla struttura e calcolare la soluzione in termini di spostamenti tenendo conto dell'effetto P-Delta. La configurazione deformata così ottenuta sarà la configurazione cui verranno riferite le equazioni di equilibrio al passo successivo. In sostanza la soluzione al passo  $i$ -esimo viene calcolata tenendo conto dell'effetto P-Delta applicato alle matrici delle proprietà strutturali relative al passo  $i-1$ . La procedura descritta è quindi doppiamente iterativa: vi è un'iterazione "principale" per il calcolo della configurazione cui riferire le matrici delle proprietà strutturali, ed un'iterazione "secondaria", all'interno del generico passo, per il calcolo della matrice di rigidezza che tiene conto dell'interazione assiale. Il processo termina quando le configurazioni corrispondenti a due passi successivi differiscono meno della tolleranza

specificata. Alla luce di quanto detto, un'analisi P-Delta in grandi spostamenti risulta molto più sensibile ai parametri di convergenza rispetto ad una semplice analisi P-Delta

In generale quindi, al fine di rappresentare correttamente gli effetti del secondo ordine su una data struttura, occorre definire gli opportuni casi di analisi non lineare. Nella stragrande maggioranza dei casi pratici è sufficiente fare riferimento ad analisi P-Delta mentre le analisi in grandi spostamenti si rendono necessarie solo per particolari tipologie strutturali. Trattandosi di analisi non lineari, in linea di principio, occorrerebbe definire un'analisi diversa per ogni combinazione strutturale in quanto il principio di sovrapposizione degli effetti non risulta più valido.

Nella pratica progettuale tuttavia, è solitamente possibile effettuare un'utile semplificazione definendo un unico caso non lineare P-Delta, comprendente i carichi verticali più significativi, e lanciare le successive analisi lineari a partire dalla rigidità corrispondente al caso P-Delta definito. In tal modo sarà possibile cogliere gli effetti instabilizzanti sulla struttura e allo stesso tempo costruire combinazioni di carico basate sul principio di sovrapposizione degli effetti. La rigidità corrispondente al caso di analisi P-Delta può essere usata anche come rigidità di partenza per un'analisi modale in modo da considerare opportunamente gli effetti del secondo ordine anche nelle eventuali analisi a spettro di risposta.

Come anticipato, le analisi P-Delta vengono solitamente utilizzate allo scopo di cogliere gli effetti globali sulla struttura mentre gli eventuali effetti locali vengono tenuti in considerazione attraverso procedure semplificate basate sulla snellezza degli elementi. Qualora si sia utilizzata un'analisi P-Delta e gli elementi siano stati opportunamente suddivisi allo scopo di cogliere sia gli effetti globali che gli effetti locali, è opportuno disabilitare tutte le procedure di amplificazione delle sollecitazioni per la valutazione degli effetti del secondo ordine in fase di verifica.

## 5.8 Lunghezze libere di inflessione degli elementi

Le lunghezze di libera inflessione degli elementi sono necessarie per la determinazione mediante metodi approssimati degli effetti locali del secondo ordine agenti sugli stessi. Tali quantità sono espresse come prodotto dei termini:

$$L_{ii} = l_{ii} \cdot k_{ii} \cdot L$$

in cui:

---

$L_{ii}$	lunghezza libera di inflessione secondo l'asse i-i
$l_{ii}$	rapporto fra la distanza dei punti di supporto dell'elemento e la lunghezza dell'elemento in esame (Unbraced Length Ratio)
$k_{ii}$	coefficiente di lunghezza effettiva per lo sbandamento secondo l'asse i-i (Effective Length Factor)
$L$	lunghezza dell'elemento

Il significato dei termini appena introdotti può essere facilmente interpretato considerando l'esempio riportato in 5.2.

SAP2000 è dotato di algoritmi per la determinazione automatica dei parametri  $l_{ii}$  e  $k_{ii}$ . Il primo viene determinato attraverso il rapporto fra la distanza dei punti di ritegno del generico elemento e la sua lunghezza, viceversa il secondo viene calcolato in funzione del rapporto fra la rigidezza flessionale dell'elemento e quella degli elementi di ritegno laterale. Tale procedura, descritta compiutamente al paragrafo 5.9, è valida per strutture continue a nodi spostabili per le quali il valore del parametro  $k_{ii}$  può assumere valori superiori all'unità. Per strutture a nodi fissi (controventate) il parametro  $k_{ii}$  è assunto cautelativamente pari ad 1. Entrambi i valori dei parametri  $l$  e  $k$  vengono determinati indipendentemente per entrambe le direzioni principali. Per le membrature in acciaio, in aggiunta alle lunghezze di libera inflessione lungo i piani principali, può assumere particolare rilevanza il valore della lunghezza di libera inflessione per instabilità flesso-torsionale. Tale lunghezza è, solitamente, assunta pari alla lunghezza di libera inflessione lungo la direzione debole ma può, nei casi pratici, essere differente. Per tale ragione in aggiunta ai valori di  $l$  e  $k$  corrispondenti alle direzioni principali è possibile specificare il valore dei parametri  $l_{LTB}$  e  $k_{LTB}$  relativi all'instabilità flesso-torsionale.

I valori dei parametri così calcolati possono essere sovrascritti in ogni momento dall'utente attraverso il comando **Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites**. È molto importante che, in fase di verifica, venga sempre controllata la bontà dei parametri utilizzati al fine di scongiurare eventuali grossolani errori di calcolo.

In particolare, in assenza di ritegni laterali ad un estremo dell'asta, il programma assume che il pilastro sia controventato ed assume un valore di  $k_{ii}$  pari all'unità. Sarà pertanto compito dell'utente sovrascrivere tale valore qualora il comportamento dell'elemento fosse diverso (ad es. a mensola).

## 5.9 Calcolo automatico dei coefficienti di lunghezza effettiva ( $k$ )

Il programma determina automaticamente i fattori  $k$  per elementi asta. Questi fattori  $k$  possono essere, se desiderato, sovrascritti dall'utente utilizzando il comando **Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites**.

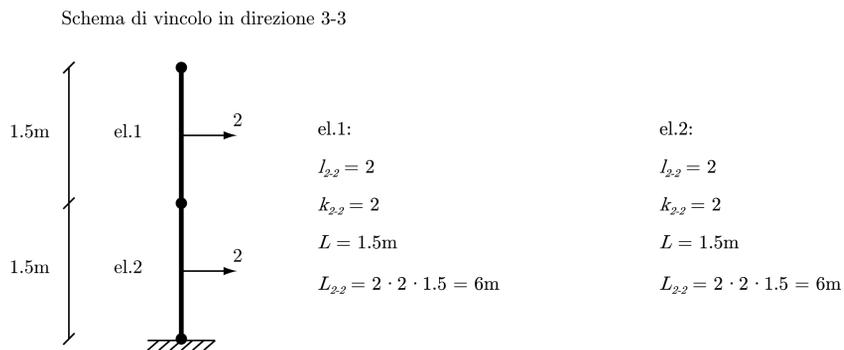
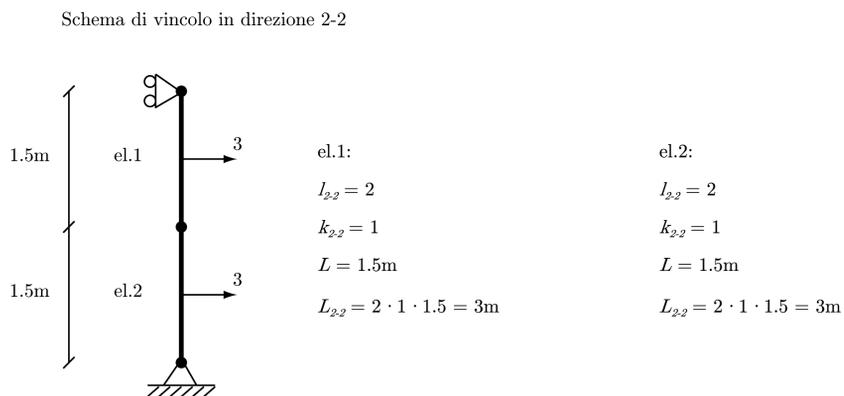


Figura 5.2: calcolo della luce libera di inflessione degli elementi

Per alcuni utili consigli sui modi in cui il programma calcola i fattori  $k$  si dia un'occhiata all'elenco puntato alla fine di questa sezione.

L'algoritmo per il calcolo del fattore  $k$  è stato sviluppato per edifici a telaio continuo, in cui i pilastri sono verticali e le travi orizzontali, per le quali il calcolo del fattore  $k$  risulta relativamente complesso. Ai fini del calcolo dei fattori  $k$ , gli elementi sono identificati come pilastri, travi e controventi. Tutti gli elementi paralleli all'asse  $Z$  vengono classificati come pilastri. Tutti gli elementi paralleli al piano  $X$ - $Y$  vengono classificati come travi. I rimanenti sono controventi. Alle travi ed ai pilastri sono assegnati fattori  $k$  unitari. Nel calcolo dei fattori  $k$  per un pilastro, il programma esegue per prima cosa le seguenti quattro somme per ogni nodo nel modello strutturale:

$$S_{cx} = \sum \left( \frac{E_c I_c}{L_c} \right)_x \quad S_{bx} = \sum \left( \frac{E_b I_b}{L_b} \right)_x$$

$$S_{cy} = \sum \left( \frac{E_c I_c}{L_c} \right)_y \quad S_{by} = \sum \left( \frac{E_b I_b}{L_b} \right)_y$$

dove i pedici  $x$  e  $y$  corrispondono alle direzioni globali  $X$  e  $Y$  e i pedici  $c$  e  $b$  si riferiscono a pilastro e trave. I termini, locali 2-2 e 3-3,  $EI_{22}/L_{22}$  e  $EI_{33}/I_{33}$  vengono ruotati per dare i componenti lungo le direzioni globali  $X$  e  $Y$  a formare i valori  $(EI/L)_x$  e  $(EI/L)_y$ . Quindi per ogni pilastro, le somme nel nodo all'estremità I e J dell'elemento vengono trasformati all'indietro nel sistema di coordinate locali 1-2-3 del pilastro e i valori  $G$  per gli estremi I e J dell'elemento vengono calcolati secondo le direzioni 2-2 e 3-3 come segue:

$$G_{22}^I = \frac{S_{c22}^I}{S_{b22}^I} \quad G_{22}^J = \frac{S_{c22}^J}{S_{b22}^J}$$

$$G_{33}^I = \frac{S_{c33}^I}{S_{b33}^I} \quad G_{33}^J = \frac{S_{c33}^J}{S_{b33}^J}$$

Se esiste un rilascio torsionale in una particolare estremità (e direzione) di un elemento, il corrispondente valore è impostato a 10.0. Se tutti i gradi di libertà di un particolare nodo vengono cancellati, il valore  $G$  per tutti gli elementi che si connettono in quel nodo verrà impostato a 1.0 per l'estremità dell'elemento che si connette a quel nodo. Infine, se  $G^I$  e  $G^J$  sono noti per una particolare direzione, il fattore  $k$  del pilastro per la direzione corrispondente viene calcolato risolvendo la seguente relazione per  $\alpha$ :

$$\frac{\alpha^2 G^I G^J - 36}{6 (G^I + G^J)} = \frac{\alpha}{\tan \alpha}$$

da cui  $k = \pi/\alpha$ . Questa relazione è la formulazione matematica per la valutazione dei fattori  $k$  per telai resistenti a momento assumendo che lo sbandamento

laterale (sidesway) non sia inibito. Per altre strutture, ad esempio strutture a telaio controventato, i fattori  $k$ , per tutti gli elementi, sono usualmente unitari e dovrebbero essere impostati così dall'utente.

I seguenti aspetti associati all'algoritmo del fattore  $k$  per i pilastri, rivestono una certa importanza:

- Un elemento che ha una cerniera (pin) nel nodo in considerazione non entra nella sommatoria delle rigidezze riportata sopra. Un elemento che ha una cerniera (pin) nell'estremità più lontana rispetto al nodo in considerazione contribuirà solamente per il 50% al valore calcolato di  $EI$ . Inoltre, gli elementi trave che non hanno elementi pilastro nell'estremità più lontana dal nodo in considerazione, come ad esempio le mensole, non entreranno nella sommatoria delle rigidezze.
- Se non ci sono travi che si uniscono in un elemento pilastro in una determinata direzione, il valore  $G$  associato sarà infinito. Se il valore  $G$  in una qualunque estremità del pilastro per una particolare direzione è infinito, il fattore  $k$  corrispondente in quella direzione è impostato all'unità.
- Se i rilasci torsionali esistono in entrambe le estremità dell'elemento per una particolare direzione, il corrispondente fattore  $k$  è impostato all'unità.
- La procedura di calcolo automatico del fattore  $k$  può occasionalmente generare valori artificialmente alti di  $k$ , specificatamente quando vi sono travi in varie direzioni oppure condizioni di supporto fisso o ancora in altre condizioni in cui il programma potrebbe avere difficoltà a riconoscere che gli elementi sono supportati lateralmente e che devono essere usati fattori  $k$  unitari.
- Tutti i fattori  $k$  generati dal programma possono essere sovrascritti dall'utente. Questi valori dovrebbero essere revisionati e ogni valore inaccettabile dovrebbe essere rimpiazzato.
- Alle travi e ai controventi vengono assegnati valori di  $k$  unitari.

## 5.10 Sezioni di analisi e sezioni di progetto

La procedura di progetto/verifica integrata all'interno di SAP2000 è fortemente interattiva e permette all'utente di variare numerosi dei parametri in gioco senza dover ripetere l'analisi completa del modello. In particolare, in fase di post processamento, è possibile assegnare in qualsiasi momento ad un dato elemento una sezione diversa da quella utilizzata nell'analisi. In tal modo è possibile rilanciare unicamente il processo di verifica in modo da avere una rapida stima dell'effetto della variazione apportata.

---

Il comando per assegnare ad un elemento una determinata sezione di progetto è raggiungibile dal menu **Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites**. Alla voce *Current Design Section* è possibile imporre che la sezione di progetto sia la medesima utilizzata in fase di analisi, opzione *Program Determined*, oppure assegnare come sezione di progetto una qualunque delle sezioni definite.

È importante sottolineare che l'assegnazione di una sezione differente da quella utilizzata per l'analisi comporta, in generale, anche una redistribuzione degli sforzi sui vari elementi a seguito della variazione di rigidezza introdotta. Risulta pertanto fondamentale, una volta effettuate le modifiche in fase di post processamento, ripetere l'intero processo di analisi e verifica utilizzando le sezioni correnti. Per individuare l'eventuale presenza di elementi con sezione di analisi e progetto diverse è sufficiente eseguire il comando **Design > Steel Frame Design > Verify Analysis vs Design Sections**.



## Capitolo 6

# Procedure di progetto e verifica per elementi in acciaio

In questo capitolo viene descritto il processo di base da seguire per progettare o verificare membrature in acciaio utilizzando SAP2000. Sebbene i passaggi esatti da seguire possano, in generale, variare da caso a caso, i passi fondamentali per la progettazione dovrebbero essere simili a quelli descritti di seguito. Il post processore per il progetto di elementi in acciaio può progettare o verificare sia strutture a telaio continuo che strutture controventate (con controventi eccentrici o concentrici).

### 6.1 Verifica di elementi frame in acciaio

Vengono di seguito riportati i passi fondamentali per la corretta verifica di elementi asta in acciaio. Come anticipato la sequenza o il numero delle assegnazioni potrà variare da caso a caso ma, in generale, la procedura descritta sarà sufficiente per eseguire il progetto/verifica di un qualunque elemento strutturale.

1. Creare il modello dell'edificio.
2. Assegnare agli elementi frame la procedura di progettazione. Nel caso si utilizzino le sezioni parametriche predefinite in SAP, la procedura di progetto è assegnata automaticamente in funzione del materiale scelto, viceversa per sezioni definite tramite Section Designer è necessario specificare il tipo di progettazione.
3. Eseguire l'analisi dell'edificio.

4. Specificare il codice di verifica, scegliendo tra quelli presenti all'interno del menu **Design > Steel Frame Design > View/Revise Preferences**, e definire i parametri generali ad esso associati (se diversi da quelli di Default).
5. Definire le combinazioni di carico da verificare attraverso il menu **Design > Steel Frame Design > Select Design Combos**. È possibile scegliere se utilizzare o meno le combinazioni di default previste per il codice di calcolo selezionato, inoltre è sempre possibile inserire manualmente delle combinazioni di carico create dall'utente.
6. Eseguire il progetto/verifica degli elementi attraverso il comando **Design > Steel Frame Design > Start Design/Check of Structure**.
7. Revisionare i risultati del progetto attraverso il menu **Design > Steel Frame Design > Display Design Info**. Attraverso tale comando è possibile visualizzare a schermo i risultati corrispondenti a tutti gli elementi frame in acciaio presenti nel modello. Cliccando col pulsante destro su un qualunque elemento verrà aperta la finestra dei dettagli di progetto attraverso cui sarà possibile avere accesso alle procedure di calcolo relative a tutte le stazioni dell'elemento e corrispondenti a tutte le combinazioni di carico specificate.
8. Assegnare, se necessario, le sovrascritture agli elementi in acciaio i cui parametri di progetto non fossero risultati coerenti con le ipotesi fatte. A tal fine è possibile operare in due modi: selezionare gli elementi ed assegnare le sovrascritture attraverso il menu **Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites**, oppure accedere alla finestra di dettaglio del singolo elemento e specificare le sovrascritture cliccando sul tasto "Overwrites".
9. Qualora fosse necessario, assegnare una diversa sezione di progetto agli elementi non verificati attraverso il comando **Design > Steel Frame Design > Change Design Section**.
10. Ripetere i passi dal 6 al 9 finché tutti gli elementi vengono correttamente progettati o verificati.
11. Una volta soddisfatti dei risultati ottenuti, verificare che tutte le sezioni di progetto coincidano con le sezioni di analisi attraverso il comando **Design > Steel Frame Design > Verify Analysis vs Design Section**. In caso affermativo la procedura di progetto può considerarsi conclusa, in caso contrario occorre ristabilire la congruenza fra sezioni di progetto e sezioni di analisi, rilanciare l'analisi della struttura e ripetere la procedura di progetto dal punto 6 al punto 10 fino ad ottenere dei risultati soddisfacenti e la totale coincidenza fra sezioni di analisi e sezioni di progetto.

---

È importante notare che questo tipo di progettazione è un processo iterativo. Le sezioni utilizzate nell'analisi originale non sono solitamente le stesse di quelle ottenute alla fine del processo di progettazione. È consigliabile eseguire sempre l'analisi dell'edificio utilizzando le sezioni definitive delle aste e quindi eseguire un controllo sul progetto utilizzando le forze corrispondenti.

## 6.2 Verifiche interattive di elementi frame in acciaio

L'algoritmo di verifica interattivo permette all'utente di intervenire in tempo reale sui risultati in modo da valutare, istantaneamente, gli effetti provocati da una qualunque modifica nei parametri di verifica di un dato elemento. Attraverso tale procedura è infatti possibile assegnare una qualsiasi sovrascrittura all'elemento ed ottenere istantaneamente i risultati aggiornati.

Affinché la modalità di verifica interattiva sia disponibile, deve essere stato precedentemente eseguito il comando **Design > Steel Frame Design > Start Design Check of Structure**. Completata la procedura, una volta che i risultati vengono visualizzati a schermo, per intervenire interattivamente è sufficiente cliccare col tasto destro del mouse su un qualunque elemento frame. Se i risultati della verifica non sono correntemente visualizzati (ma la verifica è comunque stata eseguita), è necessario accedere al menu **Design > Steel Frame Design > Interactive Steel Frame Design** e quindi cliccare col tasto destro sull'elemento da modificare interattivamente. In entrambi i casi si aprirà una finestra di dettaglio attraverso la quale sarà possibile accedere alle sovrascritture dell'elemento attraverso il tasto "Overwrites" (vedi figura 6.2). Modificando uno qualunque di tali parametri, il programma aggiornerà di conseguenza la verifica dell'elemento.

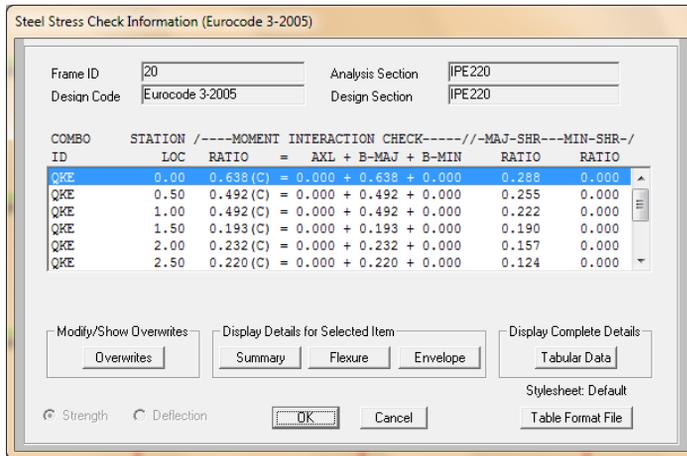


Figura 6.1: progettazione interattiva degli elementi frame

## 6.3 Progetto e ottimizzazione di elementi frame in acciaio

SAP2000 integra un algoritmo molto potente che permette di effettuare in automatico il progetto e l'ottimizzazione di elementi frame in acciaio secondo criteri di resistenza e deformabilità. In particolare, in aggiunta ai criteri di resistenza, è possibile imporre il soddisfacimento di determinati limiti deformativi o fissare dei target di periodo strutturale. SAP2000 sceglierà in automatico le sezioni che, ottimizzando il peso strutturale, riescono a garantire il soddisfacimento di tutti gli obiettivi di progetto. Il processo descritto è iterativo e consta dei seguenti passaggi:

1. occorre preliminarmente inserire l'elenco delle sezioni fra cui il programma può scegliere la sezione di progetto. A tal fine è necessario definire, per le varie tipologie strutturali (travi, colonne, controventi di falda ecc...) delle liste di sezioni potenziali. Tale procedimento può essere effettuato attraverso il menu Define > Section Properties > Frame Sections > Add New Property > Steel e selezionando la voce "Auto Select List". Ad una generica lista possono essere associate un generico numero di sezioni fra quelle definite in precedenza (vedi figura 6.2). È inoltre necessario specificare quale sezione della lista debba essere presa come sezione di partenza per la prima analisi della struttura.
2. una volta definiti gli elenchi occorre associare alle varie tipologie di elementi la lista corrispondente. Questa operazione può essere condotta attraverso

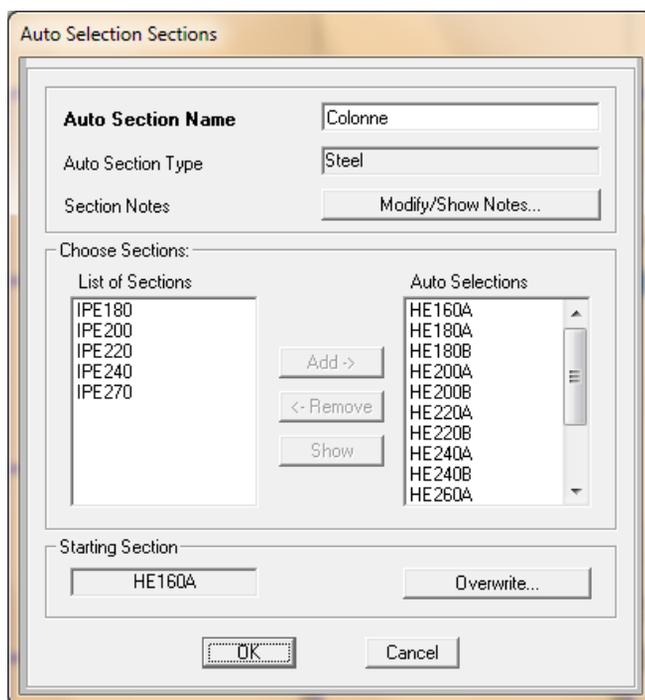


Figura 6.2: definizione delle liste di sezioni

il comando Assign > Frame > Frame Sections.

3. completata l'assegnazione delle sezioni può essere lanciata l'analisi del modello strutturale. Le sezioni che verranno impiegate dal programma saranno le sezioni di partenza corrispondenti alle varie liste definite.
4. prima di iniziare la procedura di ottimizzazione occorre definire gli obiettivi di progetto. In particolare possono essere definiti:
  - target di resistenza: le membrature devono essere conformi ai criteri di resistenza imposti dal codice di verifica impostato nel menu Design > Steel Frame Design > View/Revise Preferences. Affinché tale criterio venga imposto come obiettivo di progetto occorre specificare le combinazioni di carico all'interno del menu Design > Steel Frame Design > Select Design Combos
  - target di spostamento: è possibile imporre come obiettivo di progetto il non superamento di determinati limiti di spostamento per determinate condizioni di carico. Tale condizione può essere impostata

attraverso il menu Design > Steel Frame Design > Set Displacements Target specificando condizione di carico e spostamento limite

- target di periodo strutturale: specificando dei periodi limite per i vari modi di vibrare attraverso il menu Design > Steel Frame Design > Set Time Period Target.
5. fissati gli obiettivi di progetto è possibile definire dei gruppi omogenei di elementi che abbiano la medesima sezione. Questa opzione è molto utile per condizionare la progettazione ed ottenere risultati ingegneristicamente consistenti. A tal fine occorre creare i gruppi di elementi attraverso il comando Define > Groups, selezionare gli elementi che si vuole appartengano ad un dato gruppo ed associarli mediante il comando Assign > Assign to Group.
  6. a questo punto è possibile lanciare l'analisi del modello strutturale. Il programma procederà al calcolo delle sollecitazioni utilizzando come sezioni di partenza le sezioni di base definite per le varie liste. Una volta completata l'analisi può essere lanciato il progetto della struttura attraverso il comando Design > Steel Frame Design > Start Design/Check of Structure. Il programma procederà al calcolo delle sezioni che soddisfano i criteri di progetto imposti sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi. Alla fine del processo di calcolo verranno mostrate, accanto ai vari elementi, le sezioni di progetto così determinate.
  7. ovviamente le sezioni di progetto così calcolate, in generale, differiranno da quelle utilizzate in fase di analisi. Per verificare la congruenza fra le sezioni di analisi e di progetto è sufficiente eseguire il comando Design > Steel Frame Design > Verify Analysis vs Design Section. Qualora siano presenti elementi con sezione di analisi differente dalla sezione di progetto occorre sbloccare il modello e rilanciare l'analisi. In questa successiva analisi le sezioni utilizzate saranno quelle derivanti dal processo di progettazione precedente. Conclusa l'analisi è possibile condurre nuovamente la procedura di progetto e verificare nuovamente la congruenza fra sezioni di analisi e di progetto. I passi appena descritti vanno condotti finché, al termine della progettazione, viene ottenuta una perfetta corrispondenza fra sezioni di analisi e sezioni di progetto.

## 6.4 Visualizzazione dei risultati di progetto/verifica per elementi frame in acciaio

I risultati del processo di verifica degli elementi frame in acciaio possono essere visualizzati direttamente a schermo oppure in forma tabellare. Nel primo

---

caso è sufficiente accedere al menu **Design > Steel Frame Design > Display Design Info**. È possibile scegliere se visualizzare i dati relativi all'input oppure all'output di progetto. Le informazioni di input visualizzabili sono:

- **Design Sections:** sezioni di progetto
- **Design Framing Type:** tipo di struttura di cui l'elemento fa parte (telaio continuo, struttura a controventi eccentrici o concentrici...)
- **Unbraced Length Ratios:** rapporto fra la distanza dei punti di supporto e la lunghezza dell'elemento (vedi paragrafo 5.8)
- **Effective Length Factors:** coefficiente di vincolo (vedi paragrafo 5.8)
- altri fattori dipendenti dalla normativa selezionata

Le informazioni relative all'output sono invece:

- **P-M Ratio Colors & Values:** visualizzazione numerica e grafica dei fattori di utilizzo a pressoflessione attraverso un'opportuna scala cromatica
- **P-M Colors/Shear Ratio Values:** visualizzazione grafica dei fattori di utilizzo a pressoflessione attraverso un'opportuna scala cromatica e rappresentazione numerica dei coefficienti di utilizzo a taglio
- **P-M Ratio Colors no Values:** visualizzazione grafica dei fattori di utilizzo a pressoflessione attraverso un'opportuna scala cromatica
- **P-M Ratio Colors no Values:** visualizzazione grafica dei fattori di utilizzo a pressoflessione attraverso un'opportuna scala cromatica
- **Identify P-M Failure:** identificazione degli elementi non verificati per l'interazione P-M
- **Identify Shear Failure:** identificazione degli elementi non verificati a taglio
- **Identify All Failure:** identificazione degli elementi non verificati

In alternativa i risultati possono essere esportati in forma tabellare attraverso il comando **Display > Show Tables > DESIGN DATA > Steel Frame** scegliendo fra le opzioni:

- **Steel Summary Data:** tabella riassuntiva delle verifiche di resistenza condotte sugli elementi frame contenente, per ogni elemento, il fattore di utilizzo massimo e la corrispondente combinazione
- **Steel Detail Data:** tabelle di dettaglio relative a tutte le verifiche di resistenza e gerarchia condotte sugli elementi frame in acciaio

All'interno di tali tabelle sono riportate, in forma condensata, tutte le informazioni visualizzabili a schermo sul modello coi metodi visti in precedenza.



# Capitolo 7

## Progetto secondo Eurocodice 3 ed Eurocodice 8

Nel presente capitolo verranno descritte le procedure di calcolo implementate all'interno di SAP2000 per la verifica degli elementi in acciaio secondo l'Eurocodice 3-2004 integrato con le prescrizioni sismiche presenti nell'Eurocodice 8-2004. Per semplicità, tutte le equazioni riportate nel presente capitolo sono espresse in Newton-millimetri-secondi, salvo dove diversamente specificato.

### 7.1 Assi di riferimento

L'Eurocodice 3 è basato sulla coppia di assi y-y e z-z, tali assi corrispondono, rispettivamente, agli assi 2-2 e 3-3 di SAP2000.

### 7.2 Notazioni

Tutte le notazioni ed i simboli usati nel presente capitolo sono di seguito riportati:

$A$	Area della sezione, $mm^2$
$A_{net}$	Area netta della sezione, $mm^2$
$A_v$	Area efficace per il taglio, $mm^2$
$A_w$	Area dell'anima, $mm^2$
$b$	Larghezza della sezione, $mm$

$C_1$	Coefficiente di momento
$E$	Modulo di elasticità dell'acciaio, $N/mm^2$
$f_u$	Tensione ultima dell'acciaio, $N/mm^2$
$f_y$	Tensione di snervamento dell'acciaio, $N/mm^2$
$f_{yw}$	Tensione di snervamento dell'anima, $N/mm^2$
$h$	Altezza della sezione, $mm$
$h_w$	Altezza dell'anima, $mm$
$I$	Momento d'inerzia, $mm^4$
$k_{yy}, k_{zz}, k_{yz}, k_{zy}$	Fattori di interazione
$L_{cr}$	Lunghezza libera di inflessione, $mm$
$M_{b,Rd}$	Momento resistente per instabilità flesso torsionale, $Nmm$
$M_{c,Rd}$	Momento resistente della sezione, $Nmm$
$M_{Ed}$	Momento sollecitante di progetto, $Nmm$
$M_{el,Rd}$	Momento resistente elastico della sezione, $Nmm$
$M_{pl,Rd}$	Momento resistente plastico della sezione, $Nmm$
$M_{Rk}$	Momento resistente caratteristico, $Nmm$
$M_{V,Rd}$	Momento resistente ridotto per l'interazione col taglio, $Nmm$
$N_{b,Rd}$	Resistenza a compressione per instabilità piana, $N$
$N_{cr}$	Carico critico euleriano, $N$
$N_{c,Rd}$	Resistenza a compressione della sezione, $N$
$N_{Ed}$	Sforzo normale di progetto, $N$
$N_{pl,Rd}$	Resistenza plastica a compressione della sezione, $N$
$N_{Rk}$	Resistenza caratteristica a compressione della sezione, $N$
$N_{t,Rd}$	Resistenza a trazione della sezione, $N$
$N_{u,Rd}$	Resistenza ultima a trazione della sezione, $N$
$t_f$	Spessore della flangia, $mm$
$t_w$	Spessore dell'anima, $mm$
$V_{c,Rd}$	Taglio resistente della sezione, $N$
$V_{b,Rd}$	Taglio resistente per instabilità del pannello d'anima, $N$
$V_{bf,Rd}$	Contributo della flangia alla resistenza a taglio per instabilità, $N$

---

$V_{bw,Rd}$	Contributo dell'anima alla resistenza a taglio per instabilità, $N$
$V_{Ed}$	Taglio sollecitante di progetto, $N$
$V_{pl,Rd}$	Taglio resistente plastico, $N$
$W_{el,min}$	Modulo resistente elastico minimo della sezione, $mm^3$
$W_{pl}$	Modulo resistente plastico della sezione, $mm^3$
$\alpha, \alpha_{LT}$	Fattori di imperfezione
$\chi$	Fattori di riduzione della resistenza per instabilità piana
$\chi_{LT}$	Fattore di riduzione della resistenza per instabilità flessotorsionale
$\epsilon$	Coefficiente dipendente da $f_y$
$\phi$	Parametro per il calcolo del fattore $\chi$
$\phi_{LT}$	Parametro per il calcolo del fattore $\chi_{LT}$
$\gamma_{M0}$	Coefficiente di parziale di sicurezza per l'acciaio usato nel calcolo della resistenza della sezione
$\gamma_{M1}$	Coefficiente di parziale di sicurezza per l'acciaio usato nel calcolo della resistenza per instabilità
$\gamma_{M2}$	Coefficiente di parziale di sicurezza per l'acciaio usato nel calcolo della resistenza ultima a trazione
$\eta$	Coefficiente per l'area resistente a taglio
$\bar{\lambda}$	Snellezza adimensionale per instabilità piana
$\bar{\lambda}_{LT}$	Snellezza adimensionale per instabilità flessotorsionale
$\bar{\lambda}_w$	Snellezza adimensionale per instabilità a taglio
$\rho$	Fattore di riduzione della resistenza per effetto del taglio
$\psi$	Rapporto fra i momenti flettenti di estremità di un elemento

### 7.3 Assunti e limitazioni

Vengono di seguito riportati gli assunti e le limitazioni presenti all'interno dell'algoritmo di progetto in accordo con l'Eurocodice 3-2005. Tutti gli assunti e le limitazioni devono essere attentamente analizzati dagli utenti prima di intraprendere il processo di progettazione.

### 7.3.1 Assunti

I seguenti assunti sono alla base del procedimento di progetto generale:

- la geometria del modello di analisi, le sue proprietà ed i carichi assegnati rappresentano adeguatamente la struttura per il caso limite in esame (EC3 5.11)
- si assume che gli acciai impiegati siano conformi a quanto prescritto nella tabella 3.1 dell'EC3 o alle appendici nazionali specifiche
- le combinazioni di carico automatiche sono basate sullo stato limite ultimo di resistenza (STR) e sullo stato limite di esercizio con riferimento alla condizione quasi permanente

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni assiali:

- le sezioni tubolari laminate a caldo sono ipotizzate essere rifinite a caldo per la scelta della curva di instabilità corrispondente (EC3 Tabella 6.2). Questa ipotesi è non conservativa qualora il profilo sia laminato a freddo
- per sezioni scatolari saldate, se  $b/t_f < 30$  e  $h/t_w < 30$  si assume che lo spessore della saldatura risulti maggiore di  $0.5t_f$  (EC3 Tabella 6.2)

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni flettenti:

- il carico è ipotizzato applicato al centro di taglio dell'elemento per il calcolo del momento critico di instabilità. Qualunque momento parassita dovuto ad una diversa posizione del carico non viene considerato nel calcolo

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni taglianti:

- la resistenza è calcolata tenendo conto delle risorse plastiche della sezione in accordo con quanto prescritto al paragrafo 6.2.6(2) dell'EC3
- ai fini della verifica di instabilità si suppone che gli irrigidimenti trasversali siano presenti solo alle estremità dell'elemento e costituiscano un vincolo non rigido. Non viene considerata la presenza di irrigidimenti intermedi
- il contributo delle flange è conservativamente ignorato nel calcolo della resistenza all'instabilità

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni combinate di flessione e sforzo assiale:

- per le sezioni non conformi a quelle decritte al punto 6.2.9 dell'EC3, l'interazione di flessione e sforzo assiale è calcolata secondo la relazione conservativa presente al paragrafo 6.2.1(7) dell'EC3

---

### 7.3.2 Limitazioni

Le seguenti limitazioni sono alla base del procedimento di progetto generale:

- sezioni aventi parti di spessore inferiore a 3 mm non vengono verificate (EC3 1.1.2(1)). Le regole di progetto specifiche per sezioni formate a freddo presenti nella norma EN 1993-1-3 non sono implementate nella procedura di calcolo
- la tensione di snervamento del materiale è indipendente dallo spessore dell'elemento. Per tener conto di tale variazione occorre definire materiali differenti con il relativo valore di resistenza
- gli effetti della torsione non sono inclusi nel processo di verifica
- le prescrizioni speciali per acciai di grado superiore ad S460 (EN 19931-12) non sono implementate nella procedura di calcolo
- le prescrizioni particolari presenti nella norma EN 1993-1-6 per sezioni circolari cave non sono implementate nella procedura di calcolo

Le seguenti limitazioni sono presenti nella verifica degli elementi per azioni assiali:

- l'area netta del profilo non è determinata in modo automatico. Tale valore può essere specificato per ogni elemento della struttura sotto forma di rapporto fra l'area netta e l'area lorda, attraverso una sovrascrittura

Le seguenti limitazioni sono presenti nella verifica degli elementi per azioni combinate:

- la norma consente il calcolo di sezioni aventi anima di classe 3 e ali di classe 2 come sezioni di classe 2 aventi un'area efficace dell'anima calcolata in accordo col punto 6.2.2.4 dell'EC3. Il programma conservativamente ignora tale prescrizione verificando la sezione come sezione di classe 3

## 7.4 Parametri generali di progetto

### 7.4.1 Materiali e coefficienti di sicurezza

I valori caratteristici di resistenza a snervamento  $f_y$  e di resistenza ultima  $f_u$  impiegati nel calcolo sono quelli nominali inseriti all'interno della finestra di definizione del materiale. Il programma assume che tali materiali siano conformi a quanto prescritto nella tabella 3.1 dell'EC3 o, in caso contrario, che la loro idoneità con i limiti imposti dalla norma sia stata opportunamente verificata.

I coefficienti parziali di sicurezza per la riduzione della resistenza caratteristica degli acciai sono assunti, di default, pari a :

$$\begin{aligned}\gamma_{M0} &= 1 \\ \gamma_{M1} &= 1 \\ \gamma_{M2} &= 1.25\end{aligned}$$

Tali valori possono essere in qualsiasi momento sovrascritti dall'utente nelle preferenze di progetto.

### 7.4.2 Combinazioni di carico di progetto

Le combinazioni di carico di progetto rappresentano le combinazioni delle azioni per le quali la struttura deve essere verificata. SAP2000 è in grado di generare in automatico una serie di combinazioni di progetto per gli stati limite ultimi e per gli stati limite di esercizio sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 0. L'Eurocodice 0-2002 prevede che le combinazioni statiche di progetto agli stati limite ultimi possano essere definite sulla base delle equazioni 6.10, 6.10a e 6.10b dell'EC0; mentre le combinazioni di carico comprendenti azioni sismiche sono generate con riferimento all'equazione 6.12b dell'EC0:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10})$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10a})$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10b})$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.12b})$$

Per esempio, se una struttura risultasse soggetta all'azione di un carico permanente (D), un carico variabile (L), un carico da vento (V) ed un carico sismico (E) le combinazioni generate sarebbero le seguenti:

- 
- Combinazioni statiche nel caso si specifichi l'utilizzo dell'equazione 6.10:

$$\gamma_{G,sup}D$$

$$\gamma_{G_s,up}D + \gamma_Q L$$

$$\gamma_{G,sup} \pm \gamma_Q W$$

$$\gamma_{G,inf} \pm \gamma_Q W$$

$$\gamma_{G,sup} + \gamma_Q L \pm \gamma_Q \psi_{0,W} W$$

$$\gamma_{G,sup} + \gamma_Q \psi_{0,L} L \pm \gamma_Q W$$

- Combinazioni statiche nel caso si specifichi l'utilizzo delle equazioni 6.10a,b:

$$\gamma_{G,sup}D$$

$$\xi \gamma_{G,sup}D$$

$$\gamma_{G_s,up}D + \gamma_Q \psi_{0,L} L$$

$$\xi \gamma_{G_s,up}D + \gamma_Q L$$

$$\gamma_{G,sup} \pm \gamma_Q \psi_{0,W} W$$

$$\gamma_{G,inf} \pm \gamma_Q \psi_{0,W} W$$

$$\xi \gamma_{G,sup} \pm \gamma_Q W$$

$$\gamma_{G,inf} \pm \gamma_Q W$$

$$\gamma_{G,sup} + \gamma_Q \psi_{0,L} L \pm \gamma_Q \psi_{0,W} W$$

$$\xi \gamma_{G,inf} + \gamma_Q L \pm \gamma_Q \psi_{0,W} W$$

$$\xi \gamma_{G,inf} + \gamma_Q \psi_{0,L} L \pm \gamma_Q W$$

- Combinazioni sismiche:

$$D \pm E$$

$$D + \psi_{2,L} L \pm E$$

Per i coefficienti parziali delle azioni e i coefficienti di combinazione vengono utilizzati i seguenti valori:

$$\gamma_{G,sup} = 1.35$$

$$\gamma_{G,inf} = 1.00$$

$$\gamma_Q = 1.5$$

$$\psi_{0,L} = 0.7 \text{ (carico variabile, non deposito)}$$

$$\psi_{0,W} = 0.3$$

$$\xi = 0.85$$

$$\psi_{2,L} = 0.3 \text{ (carico variabile per uffici o residenze)}$$

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio le combinazioni generate in automatico sono basate sulla codizione caratteristica:

$$D \qquad \qquad \qquad \text{(EC0 Eq. 6.10a)}$$

$$D + L \qquad \qquad \qquad \text{(EC0 Eq. 6.10a)}$$

## 7.5 Classificazione delle sezioni

L'Eurocodice 3-2005 classifica le sezioni in 4 classi distinte, che identificano quanto i fenomeni di instabilità locale condizionino le capacità resistenti e rotazionali della sezione. Le varie classi all'interno di SAP2000 sono definite come:

- classe 1: la sezione è in grado di garantire lo sviluppo di una cerniera plastica con adeguata capacità rotazionale per l'analisi plastica
- classe 2: la sezione è in grado di garantire lo sviluppo di una cerniera plastica, ma la sua capacità rotazionale risulta limitata
- classe 3: la sezione è in grado di garantire il raggiungimento della tensione di snervamento nella fibra esterna maggiorante compressa, ma i fenomeni di instabilità locale ne pregiudicano la capacità di sviluppare risorse plastiche
- classe 4: la sezione è soggetta a fenomeni di instabilità locale prima che la tensione di compressione raggiunga il valore di snervamento in una o più parti della sezione
- troppo snella: la sezione non soddisfa i requisiti di appartenenza alle classi 1, 2, 3 o 4. Ciò accade quando lo spessore di una o più delle sue parti è inferiore a 3 mm

L'appartenenza alle varie classi è stabilita in funzione del valore dei rapporti larghezza spessore delle parti compresse della sezione. Le seguenti tabelle illustrano le procedure di classificazione impiegate in funzione del tipo di sezione e della sollecitazione agente. I vari parametri impiegati nel calcolo sono definiti come:

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

$$\psi = - \left( 1 + 2 \frac{N_{Ed}}{A f_y} \right) \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

per sezioni ad I e C:

$$\alpha = \frac{1}{c} \left[ \frac{h}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f - r) \right] \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

per sezioni scatolari e sezioni a doppia C:

$$\alpha = \frac{1}{c} \left[ \frac{h}{2} - \frac{1}{4} \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f - r) \right] \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

Forma	Parte	Rapporto	Classe 1	Classe 2	Classe 3
I, C	Anima	$c/t$	$33\epsilon$	$38\epsilon$	$42\epsilon$
	Flangia	$c/t$	$9\epsilon$	$10\epsilon$	$14\epsilon$
T	Anima, Flangia	$c/t$	$9\epsilon$	$10\epsilon$	$14\epsilon$
Angolari, Angolari doppi	Lato	$\frac{h}{t}$ e $(b+h)/2t$	N/A	N/A	$15\epsilon$ e $11.5\epsilon$
Scatolare	Anima, Flangia	$c/t$	$33\epsilon$	$38\epsilon$	$42\epsilon$
Tubolare	Parete	$d/t$	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
Barre		N/A	Assunte in classe 2		
Generica, Section Designer		N/A	Assunte in classe 3		

Tabella 7.2: rapporti larghezza spessore per elementi compressi

Forma	Parte	Rapporto	Classe 1	Classe 2	Classe 3
I, C	Anima	$c/t$	$\frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$	$\frac{456\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$	$\frac{42\epsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ se $\psi > -1$
	Flangia	$c/t$	$\frac{36\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$ estremità compressa: $9\epsilon/\alpha$ estremità tesa: $\frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{41.5\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$ estremità compressa: $10\epsilon/\alpha$ estremità tesa: $\frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$ se $\psi \leq -1$ $21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$
T	Anima	$c/t$	estremità compressa: $9\epsilon/\alpha$ estremità tesa: $\frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	estremità compressa: $10\epsilon/\alpha$ estremità tesa: $\frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$
	Flangia	$c/t$	$9\epsilon$	$10\epsilon$	$14\epsilon$
Scatolare	Anima, Flangia	$c/t$	$\frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$ $\frac{36\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$	$\frac{456\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$ $\frac{41.5\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$	$\frac{42\epsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ se $\psi > -1$ $62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$ se $\psi \leq -1$
Tubolare	Parete	$d/t$	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
Barre		N/A		Assunte in classe 2	
Generica, Section Designer		N/A		Assunte in classe 3	

Tabella 7.3: rapporti larghezza spessore per elementi presso-inflessi

Forma	Parte	Rapporto	Classe 1	Classe 2	Classe 3
I, C	Anima	$c/t$	$72\epsilon$	$83\epsilon$	$124\epsilon$
T	Anima	$c/t$	estremità compressa:	estremità compressa:	$21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$
			$9\epsilon/\alpha$	$10\epsilon/\alpha$	
	Flangia	$c/t$	estremità tesa:	estremità tesa:	
			$\frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
			$9\epsilon$	$10\epsilon$	$14\epsilon$
Scatolare	Anima, Flangia	$c/t$	$72\epsilon$	$83\epsilon$	$124\epsilon$
Tubolare	Parete	$d/t$	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
Barre		N/A	Assunte in classe 2		
Generica, Section Designer		N/A	Assunte in classe 3		

Tabella 7.4: rapporti larghezza spessore per elementi inflessi

## 7.6 Progetto per azioni assiali

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni assiali secondo l'Eurocodice 3-2005.

### 7.6.1 Area di calcolo

L'area utilizzata nel calcolo della resistenza per azioni assiali,  $A$ , è basata sulle dimensioni lorde della sezione e non tiene conto di eventuali riduzioni di sezione per effetto di fori o aperture. L'area netta,  $A_{net}$ , assunta di default pari ad  $A$ , può essere specificata per i singoli elementi attraverso l'opportuna sovrascrittura raggiungibile dal menu Design > Steel Frame Design > View Revise Overwrites.

### 7.6.2 Verifica di resistenza a trazione

La verifica a trazione prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.3(1)})$$

in cui la resistenza a trazione è assunta pari al minore fra:

- la resistenza plastica della sezione lorda  $N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.3(a)})$$

- la resistenza ultima della sezione netta  $N_{u,Rd}$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{EC3 6.2.3(b)})$$

### 7.6.3 Verifica di resistenza a compressione

La verifica a compressione prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.4(1)})$$

in cui la resistenza a compressione  $N_{c,Rd}$  è assunta pari a:

- per sezioni di classe 1,2,3

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.4(2)})$$

- per sezioni di classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.4(2)})$$

$A_{eff}$  rappresenta il valore dell'area efficace dell'elemento di classe 4 quando soggetto a compressione uniforme. Il valore di  $A_{eff}$  è determinato sulla base delle indicazioni contenute nella norma EN 1993-1-5 paragrafo 4.4(2), tabelle 4.1 e 4.2.

### 7.6.4 Verifica ad instabilità

La verifica ad instabilità prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.1.1(1)})$$

in cui la resistenza ad instabilità per compressione  $N_{b,Rd}$  è assunta pari a:

- per sezioni di classe 1,2,3

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3 6.3.1.1(3)})$$

- per sezioni di classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3 6.3.1.1(3)})$$

$\chi$  rappresenta il fattore di riduzione della resistenza per il modo di instabilità considerato ed è calcolato come:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.1.2(1)})$$

Il fattore coefficiente  $\phi$  e la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  sono determinati attraverso le relazioni:

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (\text{EC3 6.3.1.2(1)})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{per sezioni di classe 1,2 e 3} \quad (\text{EC3 6.3.1.3(1)})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{per sezioni di classe 4} \quad (\text{EC3 6.3.1.3(1)})$$

Il fattore di imperfezione  $\alpha$  è calcolato sulla base delle curve riportate in EC3 tab. 6.1. Lo sforzo normale critico  $N_{cr}$  è basato sulle proprietà lorde della sezione trasversale ed è assunto pari a:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 EAi^2}{L_{cr}^2}$$

in cui:

$E$	modulo elastico dell'acciaio
$I$	momento d'inerzia della sezione nella direzione in esame
$L_{cr}$	lunghezza libera di inflessione nella direzione considerata e calcolata come visto al paragrafo 5.8
$i$	raggio d'inerzia della sezione nella direzione in esame

Nel calcolo vengono considerati i modi di instabilità flessionali lungo le direzioni principali (EC3 6.3.1.3), assumendo le relative caratteristiche inerziali  $i_y$  ed  $i_z$ . Fanno eccezione gli angolari singoli per i quali, per tener conto del contributo flessio torsionale nello sbandamento lungo l'asse forte, lo sforzo normale critico viene calcolato utilizzando sempre il minimo raggio di inerzia  $i_z$  della sezione. La verifica a instabilità può essere ignorata qualora risulti:

$$\bar{\lambda} \leq 0.2 \quad (\text{EC3 6.3.1.2(4)})$$

oppure quando:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.02 \quad (\text{EC3 6.3.1.2(4)})$$

In aggiunta, in accordo al paragrafo 6.3.1.4 dell'EC3, vengono considerati i modi di instabilità torsionali e quelli flesso-torsionali. In particolare, per sezioni doppiamente simmetriche si ha:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_s^2} \left( GI_T + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l_T^2} \right)$$

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}$$

per sezioni a singola simmetria, simmetriche rispetto all'asse y si ha:

$$N_{cr,TF} = \frac{i_s^2}{2(i_y^2 + i_z^2)} \left[ N_{cr,y} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4N_{cr,y}N_{cr,T} \frac{i_y^2 + i_z^2}{i_s^2}} \right]$$

viceversa se la simmetria è attorno all'asse z si ha:

$$N_{cr,TF} = \frac{i_s^2}{2(i_y^2 + i_z^2)} \left[ N_{cr,z} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,z} + N_{cr,T})^2 - 4N_{cr,z}N_{cr,T} \frac{i_y^2 + i_z^2}{i_s^2}} \right]$$

in cui:

$N_{cr,T}$  sforzo normale corrispondente al modo di instabilità puramente torsionale (ha significato fisico solo per sezioni doppiamente simmetriche)

$N_{cr,TF}$  sforzo normale corrispondente al modo di instabilità flesso torsionale attorno all'asse di simmetria della sezione (ha significato fisico solo per sezioni a singola simmetria, per sezioni a doppia simmetria  $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$ )

---

$I_T$	fattore torsionale di rigidità della sezione
$I_\omega$	costante di ingobbamento della sezione
$i_s^2$	raggio di inerzia polare della sezione rispetto al centro di taglio $i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_s^2 + z_s^2$
$i_y, i_z$	raggi di inerzia della sezione rispetto alle direzioni principali
$y_s, z_s$	coordinate del centro di taglio della sezione nel sistema principale baricentrico

Determinati  $N_{cr,T}$  e  $N_{cr,TF}$  viene calcolata la snellezza adimensionale per instabilità torsionale o flesso torsionale nel seguente modo:

$$\bar{\lambda}_T = \max \left( \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,T}}}; \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,TF}}} \right) \quad \text{sez. di cl. 1,2 e 3} \quad (\text{EC3 Eq. 6.52})$$

$$\bar{\lambda}_T = \max \left( \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{crT}}}; \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{crTF}}} \right) \quad \text{sez. di cl. 4} \quad (\text{EC3 Eq. 6.53})$$

Il corrispondente coefficiente di riduzione della resistenza,  $\chi$ , viene determinato sulla base di tale snellezza utilizzando le medesime relazioni viste per le instabilità piane assumendo come curva di instabilità quella relativa all'asse  $z$ . Il valore di  $N_{b,Rd}$  è assunto pari al minore fra tutti quelli calcolati.

È importante sottolineare che gli approcci appena presentati rappresentano nel modo più completo le verifiche di instabilità per elementi compressi aventi sezione con almeno un asse di simmetria. Per sezioni asimmetriche tutti i modi di instabilità per compressione semplice sono di tipo flesso-torsionale e vanno determinati in maniera indipendente dall'utente risolvendo l'equazione:

$$i_s^2 (N - N_{cr,y}) (N - N_{cr,z}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_s^2 (N - N_{cr,z}) - N^2 z_s^2 (N - N_{cr,y}) = 0$$

## 7.7 Progetto per azioni flettenti

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni flettenti secondo l'Eurocodice 3-2005.

### 7.7.1 Verifica di resistenza a flessione

La verifica a flessione prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.5(1)})$$

in cui la resistenza a flessione  $M_{c,Rd}$  è assunta pari a:

- per sezioni di classe 1 e 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.5(2)})$$

- per sezioni di classe 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.5(2)})$$

- per sezioni di classe 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.5(2)})$$

$W_{pl}$ ,  $W_{el,min}$  e  $W_{eff,min}$  rappresentano:

$W_{pl}$	modulo di resistenza plastico della sezione
$W_{el,min}$	minimo modulo di resistenza elastico della sezione per la direzione in esame
$W_{eff,min}$	minimo modulo di resistenza della sezione efficace per la direzione in esame

Il valore di  $W_{eff,min}$  è determinato sulla base delle indicazioni contenute nella norma EN 1993-1-5 paragrafo 4.4(2), tabelle 4.1 e 4.2.

L'interazione di elevati sforzi di taglio con la resistenza a flessione è considerata qualora risulti:

$$V_{Ed} \geq 0.5V_{pl,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(2)})$$

Per tener conto di tale interazione sulla resistenza a momento forte di sezioni ad I, C, T, C accoppiati, doppi angolari e sezioni scatolari rettangolari, il momento

resistente viene calcolato come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{n\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

in cui:

$$n = \begin{cases} 1 & \text{per sezioni a I, C e T} \\ 2 & \text{per sezioni a C accoppiati, doppi angolari} \\ & \text{e sezioni scatolari rettangolari} \end{cases} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

$$A_w = h_w t_w \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

Per tutte le altre sezioni, comprese le sezioni tubolari, rettangolari piene, circolari e angolari singoli, la resistenza a flessione forte ridotta è calcolata come:

$$M_{y,V,Rd} = (1 - \rho) M_{y,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

Similmente, l'interazione fra taglio e resistenza a momento lungo l'asse debole, per sezioni ad I, C, T, C accoppiati, doppi angolari e sezioni scatolari rettangolari, è tenuta in conto attraverso la relazione:

$$M_{z,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,z} - \frac{n\rho A_f^2}{4t_f} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{z,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

in cui:

$$n = \begin{cases} 1 & \text{per sezioni a T} \\ 2 & \text{per sezioni a I, C, doppi angolari} \\ & \text{e sezioni scatolari rettangolari} \\ 4 & \text{per sezioni a C accoppiati} \end{cases} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

$$A_f = b_f t_f \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

Per tutte le altre sezioni, la resistenza a flessione debole ridotta è calcolata come:

$$M_{z,V,Rd} = (1 - \rho) M_{z,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

## 7.7.2 Verifica ad instabilità laterale

La verifica ad instabilità laterale prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.2.1(1)})$$

in cui la resistenza ad instabilità laterale  $M_{b,Rd}$  è assunta pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3 6.3.2.1(3)})$$

con  $W_y$  pari a:

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2}$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{per sezioni di classe 3}$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

Il fattore di riduzione della resistenza per instabilità laterale,  $\chi_{LT}$ , è calcolato come segue:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.2.2(1)})$$

nelle quali il coefficiente  $\phi_{LT}$  e la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{LT}$  sono determinati attraverso le relazioni:

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{EC3 6.3.2.2(1)})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{EC3 6.3.2.2(1)})$$

Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è determinato sulla base delle tabelle 6.3 e 6.4 dell'EC3,  $W_y$  ha il significato visto in precedenza mentre  $M_{cr}$  rappresenta il momento critico elastico della sezione lorda, calcolato come:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (\text{EC3-1993 F1.1})$$

con:

$I_z$  momento d'inerzia minore della sezione

$I_\omega$  costante di ingobbamento

$I_T$  fattore torsionale di rigidezza della sezione

$L_{cr}$  lunghezza libera per instabilità laterale

$\psi = \frac{M_{01}}{M_{02}}$  rapporto fra i momenti flettenti di estremità dell'elemento  
con  $|M_{01}| \leq |M_{02}|$

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7 \quad (\text{EC3-1993 F1.1(6)})$$

Il valore di  $C_1$  è automaticamente assunto pari ad 1 qualora la lunghezza libera per instabilità laterale venga sovrascritta. In ogni caso il valore di  $C_1$  può essere sovrascritto elemento per elemento.

## 7.8 Progetto per azioni taglianti

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni taglianti secondo l'Eurocodice 3-2005.

### 7.8.1 Area a taglio

L'area a taglio,  $A_v$ , per le varie tipologie di sezione è calcolata sulla base delle prescrizioni fornite al paragrafo 6.2.6(3) dell'EC3.

### 7.8.2 Verifica di resistenza a taglio

La verifica a taglio prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.6(1)})$$

in cui la resistenza a flessione  $V_{c,Rd}$  è assunta pari a:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.6(2)})$$

### 7.8.3 Verifica ad instabilità a taglio

La verifica di instabilità a taglio è condotta per le anime delle sezioni a I, C, C accoppiati, T, angolari doppi e profili scatolari per le quali risulti:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta} \quad (\text{EC3 6.2.6(6)})$$

con

$$\begin{aligned} \epsilon &= \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ con } f_y \text{ in } N/mm^2 \\ \eta &= \begin{cases} 1.2 & \text{per } f_y \leq 460 N/mm^2 \\ 1 & \text{altrimenti} \end{cases} \quad \text{vedi EC3-1-5 5.1(2)} \end{aligned}$$

La resistenza a taglio per instabilità è data dalla relazione:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \quad (\text{EC3-1-5 5.2(1)})$$

in cui  $V_{bw,Rd}$  è il contributo dovuto all'anima, assunto pari a:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EC3-1-5 5.2(1)})$$

Come anticipato al paragrafo 7.3 ai fini della verifica di instabilità si suppone che gli irrigidimenti trasversali siano presenti solo alle estremità dell'elemento e costituiscano un vincolo non rigido. Pertanto il parametro di snellezza  $\bar{\lambda}_w$  ed il fattore di taglio  $\chi_w$  possono essere assunti pari a:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4t\epsilon} \quad (\text{EC3-1-5 5.3(3)})$$

$$\chi_w = \begin{cases} \eta & \text{se } \bar{\lambda}_w < 0.83/\eta \\ 0.83/\eta & \text{se } \bar{\lambda}_w \geq 0.83/\eta \end{cases} \quad (\text{EC3-1-5 tab. 5.1})$$

Il contributo delle flange,  $V_{bf,Rd}$ , è conservativamente ignorato.

## 7.9 Progetto per azioni composte

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni composte secondo l'Eurocodice 3-2005.

### 7.9.1 Verifiche di resistenza per l'azione composta di flessione, taglio e sforzo assiale

#### 7.9.1.1 Sezioni di classe 1 e 2

Per sezioni di classe 1 e 2 soggette all'azione combinata di flessione taglio e sforzo assiale le verifiche di resistenza sono così condotte:

- Sezioni a I:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

con

$$\alpha = 2 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$\beta = 5n \geq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0.5a} \right) \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

$$M_{N,z,Rd} = \begin{cases} M_{pl,z,Rd} & \text{per } n \leq a \\ M_{pl,z,Rd} \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 & \text{per } n > a \end{cases} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

Qualora risultasse:

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \quad \text{e} \quad N_{Ed} \leq 0.5 \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_0} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(4)})$$

si può porre  $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$ .  
 Similmente se:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_0} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(4)})$$

si può porre  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$ .

Inoltre qualora l'azione tagliante in una data direzione risultasse significativa,  $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd}$ , nelle precedenti, al posto delle resistenze  $M_{pl,Rd}$  occorre utilizzare le resistenze ridotte  $M_{V,Rd}$  come calcolate al paragrafo 7.7.1.

- Sezioni scatolari rettangolari:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

con

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13n^2} \leq 6 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0.5a_w} \right) \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0.5a_f} \right) \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

$$a_w = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

$$a_f = \frac{A - 2ht_w}{A} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

Qualora l'azione tagliante in una data direzione risultasse significativa,  $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd}$ , nelle precedenti, al posto delle resistenze  $M_{pl,Rd}$  occorre utilizzare le resistenze ridotte  $M_{V,Rd}$  come calcolate al paragrafo 7.7.1.

- Sezioni a T, C, C accoppiati, Rettangolari piene, Angolari, Angolari doppi, sezioni generiche e sezioni definite con Section Designer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

La resistenza assiale  $N_{Rd}$  è assunta pari a  $N_{t,Rd}$  oppure  $N_{c,Rd}$  a seconda che lo sforzo assiale sollecitante sia di trazione o compressione. I momenti resistenti sono valutati come visto al paragrafo 7.7.1 tenendo conto dell'eventuale influenza dell'azione tagliante.

- Sezioni circolari piene o cave:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^2} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

La resistenza assiale  $N_{Rd}$  è assunta pari a  $N_{t,Rd}$  oppure  $N_{c,Rd}$  a seconda che lo sforzo assiale sollecitante sia di trazione o compressione. I momenti resistenti sono valutati come visto al paragrafo 7.7.1 tenendo conto dell'eventuale influenza dell'azione tagliante.

### 7.9.1.2 Sezioni di classe 3

Per sezioni di classe 3 soggette all'azione combinata di flessione taglio e sforzo assiale le verifiche di resistenza sono così condotte:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

Per sezioni doppiamente simmetriche tale relazione coincide con la formula normativa che impone:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.9.2(1)})$$

Un'eccezione è prevista per le sezioni circolari cave per le quali viene utilizzata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^2} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

Nelle precedenti espressioni, i valori delle resistenze assiali e flettenti, vengono calcolati come riportato ai relativi paragrafi per sezioni di classe 3.

---

### 7.9.1.3 Sezioni di classe 4

Per sezioni di classe 4 soggette all'azione combinata di flessione taglio e sforzo assiale le verifiche di resistenza sono condotte utilizzando le medesime relazioni viste per le sezioni di classe 3 e considerando, in aggiunta, la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}f_y} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{Ny}}{W_{eff,y,min}f_y} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed}e_{Nz}}{W_{eff,z,min}f_y} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.3(2)})$$

$\gamma_{M0} \qquad \qquad \qquad \gamma_{M0} \qquad \qquad \qquad \gamma_{M0}$

in cui:

- $A_{eff}$  rappresenta l'area efficace della sezione uniformemente compressa
- $W_{eff,min}$  rappresenta il modulo di resistenza efficace della sezione soggetta a flessione semplice
- $e_N$  rappresenta lo spostamento del baricentro della sezione quando soggetta a compressione uniforme. Qualora lo sforzo sollecitante fosse di trazione si considera  $N_{Ed} = 0$  e  $e_N = 0$

Un'eccezione è prevista per le sezioni circolari piene o cave per le quali viene utilizzata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}f_y} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{Ny}}{W_{eff,y,min}f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed}e_{Nz}}{W_{eff,z,min}f_y}\right)^2} \leq 1$$

$\gamma_{M0} \qquad \qquad \qquad \gamma_{M0}$

### 7.9.2 Verifiche di instabilità per l'azione composta di flessione e sforzo assiale

La verifica di instabilità per effetto combinato di flessione e sforzo assiale è condotta in accordo col paragrafo 6.3.3(4) dell'EC3. Il programma effettua il calcolo sotto l'ipotesi di elemento prismatico. Qualora l'elemento risultasse non prismatico le formule impiegate nel calcolo risultano le stesse e le proprietà della sezione vengono ricavate sulla base dell'output station in esame. In quest'ultimo caso l'utente deve valutare personalmente l'applicabilità di tale semplificazione.

#### 7.9.2.1 Sezioni di classe 1, 2 e 3

Per sezioni di classe 1, 2 e 3 soggette all'azione combinata di flessione e sforzo assiale le verifiche di instabilità sono condotte verificando che le seguenti

disuguaglianze risultino soddisfatte:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

(EC3 6.3.3(4))

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

I valori caratteristici delle resistenze,  $N_{Rk}$ ,  $M_{y,Rk}$  e  $M_{z,Rk}$ , sono calcolati come visto ai paragrafi 7.6.3 e 7.7.1 senza tener conto del coefficiente  $\gamma_{M0}$ . I fattori di riduzione della resistenza per effetto dell'intabilità,  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  e  $\chi_{LT}$ , sono calcolati con riferimento ai paragrafi 7.6.4 e 7.7.2 mentre i coefficienti di interazione  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  e  $k_{zy}$ , sono calcolati in funzione del metodo specificato fra le preferenze di verifica. In particolare è possibile scegliere fra l'approccio presente nell'allegato A dell'EC3 (Metodo 1) oppure nell'allegato B dell'EC3 (Metodo 2).

Analogamente a quanto visto per le resistenze, la verifica di instabilità per sezioni circolari piene o cave, viene condotta sommando linearmente la componente assiale con la SRSS dei termini flettenti:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + \sqrt{\left( k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2 + \left( k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + \sqrt{\left( k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2 + \left( k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2} \leq 1$$

Le relazioni appena viste sono valide nel caso di sforzo assiale di compressione. La verifica di instabilità per elementi soggetti a trazione e flessione viene condotta con le medesime formule ponendo il termine assiale pari a zero.

### 7.9.2.2 Sezioni di classe 4

Per sezioni di classe 4 soggette all'azione combinata di flessione e sforzo assiale le verifiche di instabilità sono condotte verificando che le seguenti disuguaglianze

risultino soddisfatte:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

(EC3 6.3.3(4))

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

I valori caratteristici delle resistenze,  $N_{Rk}$ ,  $M_{y,Rk}$  e  $M_{z,Rk}$ , sono calcolati come visto ai paragrafi 7.6.3 e 7.7.1 per sezioni di classe 4 senza tener conto del coefficiente  $\gamma_{M0}$ . I termini  $e_{Ny}$  e  $e_{Nz}$  hanno il significato visto al paragrafo 7.9.2.2. I fattori di riduzione della resistenza per effetto dell'instabilità,  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  e  $\chi_{LT}$ , sono calcolati con riferimento ai paragrafi 7.6.4 e 7.7.2 mentre i coefficienti di interazione  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  e  $k_{zy}$ , sono calcolati in funzione del metodo specificato fra le preferenze di verifica. In particolare è possibile scegliere fra l'approccio presente nell'allegato A dell'EC3 (Metodo 1) oppure nell'allegato B dell'EC3 (Metodo 2).

Analogamente a quanto visto in precedenza, la verifica di instabilità per sezioni circolari piene o cave, viene condotta sommando linearmente la componente assiale con la SRSS dei termini flettenti.

Le relazioni appena viste sono valide nel caso di sforzo assiale di compressione. La verifica di instabilità per elementi soggetti a trazione e flessione viene condotta con le medesime formule ponendo il termine assiale pari a zero.

## 7.10 Prescrizioni sismiche

I seguenti paragrafi forniranno una descrizione dettagliata delle procedure di calcolo implementate con riferimento alla norma "EN 1998-1:2004-Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica". Una volta impostato l'Eurocodice 3-2004 come codice di verifica, tutte le seguenti prescrizioni vengono automaticamente controllate per tutte le combinazioni di progetto contenenti carichi sismici.

### 7.10.1 Tipologie strutturali

All'interno delle preferenze di progetto è possibile scegliere fra le tipologie strutturali riportate in tabella 7.9.

Tabella 7.9: elenco delle tipologie strutturali riconosciute

Tipologia strutturale	Id.	Rif.
Struttura a telaio in cl. di duttilità alta	(DCH-MRF)	EC8 6.6
Struttura a telaio in cl. di duttilità media	(DCH-MRF)	EC8 6.6
Struttura a telaio in cl. di duttilità bassa	(DCL-MRF)	EC8 6.6
Struttura a controventi concentrici in classe di duttilità alta	(DCH-CBF)	EC8 6.7
Struttura a controventi concentrici in classe di duttilità media	(DCM-CBF)	EC8 6.7
Struttura a controventi concentrici in classe di duttilità bassa	(DCL-CBF)	EC8 6.7
Struttura a controventi ecentrici in classe di duttilità alta	(ECH-CBF)	EC8 6.8
Struttura a controventi ecentrici in classe di duttilità media	(ECM-CBF)	EC8 6.8
Struttura a controventi ecentrici in classe di duttilità bassa	(ECL-CBF)	EC8 6.8
Struttura a pendolo inverso		EC8 6.9
Secondaria		EC8 4.2.2

Tali tipologie strutturali possono essere assegnate, sotto forma di sovrascritture, in maniera indipendente per tutti i diversi elementi della struttura. In tal modo sarà possibile escludere determinati elementi dalla verifica delle prescrizioni sismiche relative oppure effettuare le verifiche per strutture con sistema resistente misto.

## 7.10.2 Strutture a telaio in CDA

Per strutture a telaio in classe di duttilità alta (CDA), per tutte le combinazioni sismiche, vengono verificate le seguenti condizioni aggiuntive.

### 7.10.2.1 Travi

- Le sezioni di tutte le travi sismo resistenti devono essere di classe 1 (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)
- Al fine di assicurarsi che le capacità resistenti e le capacità rotazionali delle travi non siano ridotte per effetto di azioni di compressione o azioni taglianti deve inoltre risultare (EC8 6.6.2(2)):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC8 Eq. 6.2})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad (\text{EC8 Eq. 6.3})$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (\text{EC8 Eq. 6.4})$$

in cui:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (\text{EC8 Eq. 6.5})$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto derivante dall'analisi

$M_{Ed}$  è il momento flettente di progetto derivante dall'analisi

$V_{Ed}$  è il taglio di progetto

$V_{Ed,G}$  è il taglio derivante dall'analisi corrispondente ai soli carichi statici

$V_{Ed,M}$  è il taglio derivante dalla formazione delle cerniere plastiche alle estremità (A e B) della trave:

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L$$

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono le resistenze di progetto in accordo con le sezioni 6.2.3-6 dell'EC3

### 7.10.2.2 Colonne

- Le sezioni di tutte le colonne sismo resistenti devono essere di classe 1 (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)
- Le colonne devono essere verificate con riferimento alla più sfavorevole combinazione di sforzo assiale e momento flettente. Nel processo di verifica le azioni sollecitanti sono calcolate come segue (EC8 6.6.3(1)):

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.6})$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.6})$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.6})$$

in cui:

$N_{Ed,G}, M_{Ed,G}$  e  $V_{Ed,G}$  sono le sollecitazioni derivanti dall'analisi corrispondenti ai soli carichi statici

$N_{Ed,E}, M_{Ed,E}$  e  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni derivanti dall'analisi corrispondenti ai soli carichi sismici

$\Omega = \min(\Omega_i)$  con  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  rapporto fra il momento plastico ed il momento di progetto delle travi resistenti al sisma. È importante sottolineare che il valore di  $\Omega$  non viene calcolato in automatico dal programma ma deve essere specificato manualmente fra le preferenze di progetto oppure assegnato, elemento per elemento, attraverso le sovrascritture.

- In aggiunta, il taglio sollecitante risultante dall'analisi  $V_{Ed}$ , deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (\text{EC8 Eq. 6.7})$$

### 7.10.3 Strutture a telaio in CDM

Le prescrizioni aggiuntive per strutture a telaio in classe di duttilità media (CDM), sono le stesse viste per le strutture a telaio in CDA, con le seguenti eccezioni (EC8 6.6).

#### 7.10.3.1 Travi

- Le sezioni di tutte le travi sismo resistenti devono essere di classe 1 o di classe 2 (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

#### 7.10.3.2 Colonne

- Le sezioni di tutte le colonne sismo resistenti devono essere di classe 1 o di classe 2 (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

### 7.10.4 Strutture a telaio in CDB

Le strutture a telaio in classe di duttilità bassa (CDB) possono essere calcolate unicamente in accordo all'EC3, senza prescrizioni aggiuntive.

---

## 7.10.5 Strutture a controventi concentrici in CDA

Per strutture a controventi concentrici in classe di duttilità alta (CDA), per tutte le combinazioni sismiche, vengono verificate le seguenti condizioni aggiuntive.

### 7.10.5.1 Controventi

- Le sezioni di tutti i controventi sismo resistenti devono essere di classe 1 (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)
- La snellezza adimensionale,  $\bar{\lambda}$ , dei controventi a X deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2 \quad (\text{EC8 6.7.3(1)})$$

in cui:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_f y}{N_{cr}}} \quad \text{è la snellezza adimensionale}$$

$$N_{cr} = N_{cr,TF} \leq N_{cr,T}$$

$N_{cr,TF}$  è lo sforzo assiale critico elastico per instabilità flesso-torsionale

$N_{cr,T}$  è lo sforzo assiale critico elastico per instabilità torsionale

- La snellezza adimensionale,  $\bar{\lambda}$ , di controventi diagonali non disposti a X deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\bar{\lambda} \leq 2 \quad (\text{EC8 6.7.3(2)})$$

- La snellezza adimensionale,  $\bar{\lambda}$ , di controventi a V deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\bar{\lambda} \leq 2 \quad (\text{EC8 6.7.3(3)})$$

- Le limitazioni di snellezza adimensionale,  $\bar{\lambda}$ , possono non applicarsi per strutture fino a 2 piani (EC8 6.7.3(4))

- Lo sforzo assiale agente nel controvento,  $N_{Ed}$ , deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \quad (\text{EC8 6.7.3(5)})$$

con

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

- Per assicurare un comportamento dissipativo omogeneo nei controventi, il massimo valore dei rapporti di sovrarresistenza  $\Omega_i$  (come definiti in EC8 6.7.4(1)) non deve differire dal valore minimo più del 25%. Tale prescrizione deve essere verificata manualmente dall'utente.

### 7.10.5.2 Travi e colonne

- Tutte le travi e le colonne sismo resistenti devono avere sezioni di classe 1 (EC8 6.5.3(2) Tab. 6.3)
- Travi e colonne devono essere verificate assumendo la combinazione più sfavorevole di flessione e forza assiale. I valori di progetto per taglio e flessione,  $V_{Ed}$  e  $M_{Ed}$ , sono derivati dall'analisi mentre il valore dello sforzo assiale è calcolato come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.12})$$

$N_{Ed,G}$  è lo sforzo assiale nella trave o nella colonna corrispondente ai soli carichi statici

$N_{Ed,E}$  è lo sforzo assiale nella trave o nella colonna corrispondente ai soli carichi sismici

$\gamma_{ov}$  è il fattore di sovrarresistenza del materiale

$\Omega = \min(\Omega_i)$  con  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  rapporto fra lo sforzo assiale plastico e lo sforzo assiale di progetto dei controventi sismo resistenti. È importante sottolineare che il valore di  $\Omega$  non viene calcolato in automatico dal programma ma deve essere specificato manualmente fra le preferenze di progetto oppure assegnato, elemento per elemento, attraverso le sovrascritture.

### 7.10.6 Strutture a controventi concentrici in CDM

Le prescrizioni aggiuntive per strutture a controventi concentrici in classe di duttilità media (CDM), sono le stesse viste per le strutture a controventi concentrici in CDA, con le seguenti eccezioni (EC8 6.7).

---

### 7.10.6.1 Controventi

- Le sezioni di tutti i controventi sismo resistenti devono essere:

di classe 1 o 2            per  $2 < q \leq 4$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

di classe 1, 2 o 3        per  $1.5 < q \leq 2$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

### 7.10.6.2 Travi e colonne

- Tutte le travi e le colonne sismo resistenti devono avere sezioni di classe 1 (EC8 6.5.3(2) Tab. 6.3)

di classe 1 o 2            per  $2 < q \leq 4$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

di classe 1, 2 o 3        per  $1.5 < q \leq 2$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

### 7.10.7 Strutture a controventi concentrici in CDB

Le strutture a controventi concentrici in classe di duttilità bassa (CDB) possono essere calcolate unicamente in accordo all'EC3, senza prescrizioni aggiuntive.

### 7.10.8 Strutture a controventi eccentrici in CDA

Il programma è in grado di gestire le strutture a controventi eccentrici conformi alle tipologie riportate in figura 7.1.

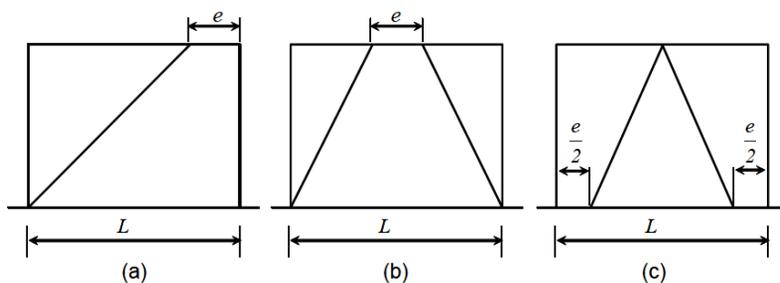


Figura 7.1: configurazioni riconosciute per strutture a controventi eccentrici

Per strutture a controventi eccentrici in classe di duttilità alta (CDA), per tutte le combinazioni sismiche, vengono verificate le seguenti condizioni aggiuntive.

### 7.10.8.1 Link

- I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata “elemento di connessione” o “link”, è affidato il compito di dissipare l’energia sismica. Tali elementi vengono divisi in 3 categorie a seconda del meccanismo dissipativo sviluppato (EC8 6.8.2):

- link corti ( $e_s$ ): che dissipano energia per snervamento a taglio
- link lunghi ( $e_l$ ): che dissipano energia per flessione
- link intermedi ( $e$ ): che dissipano energia con un meccanismo combinato a taglio e flessione

- Per sezioni a I, le resistenze dei link possono essere calcolate attraverso le relazioni:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (\text{EC8 Eq. 6.13})$$

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w (d - t_f) \quad (\text{EC8 Eq. 6.14})$$

- Quando  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0.15$  le resistenze dei link, ad entrambe le estremità, devono soddisfare le relazioni (EC8 6.8.2(4)):

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (\text{EC8 Eq. 6.15})$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (\text{EC8 Eq. 6.16})$$

in cui  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono le sollecitazioni derivanti dall’analisi

- Quando  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0.15$  le resistenze dei link, ad entrambe le estremità, devono soddisfare le relazioni (EC8 6.8.2(5)):

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]^{0.5} \quad (\text{EC8 Eq. 6.17})$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right] \quad (\text{EC8 Eq. 6.18})$$

- Quando  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0.15$  le lunghezze dei link non devono superare i seguenti limiti (EC8 6.8.2(6)):

$$e \leq 1.6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad \text{se } R < 0.3 \quad (\text{EC8 Eq. 6.19})$$

$$e \leq (1.15 - 0.5R) 1.6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad \text{se } R \geq 0.3 \quad (\text{EC8 Eq. 6.20})$$

---

in cui

$$R = \frac{N_{Ed}t_w(d - 2t_f)}{V_{Ed}A} \quad (\text{EC8 6.8.2(6)})$$

- La lunghezza degli  $e$  elementi link è catalogata come segue:

$$\text{link corti:} \quad e \leq e_s = \frac{1.6M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad (\text{EC8 Eq. 6.21})$$

$$\text{link lunghi:} \quad e \geq e_l = \frac{3M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad (\text{EC8 Eq. 6.22})$$

$$\text{link intermedi:} \quad e_s < e < e_l \quad (\text{EC8 Eq. 6.23})$$

- In funzione della tipologia, la rotazione plastica sviluppata dal link,  $\theta$ , deve risultare conforme ai seguenti limiti:

$$\theta \leq \begin{cases} 0.08 \text{ radianti per link corti} \\ 0.02 \text{ radianti per link lunghi} \\ \text{interpolato linearmente fra 0.02 e 0.08 per link intermedi} \end{cases}$$

$$\theta = \frac{\delta L}{e} \quad (\text{EC8 Fig. 6.14a})$$

$\delta$  = drift di piano

$L$  = luce della campata

$e$  = lunghezza del link

- Il massimo valore dei rapporti di sovreresistenza  $\Omega_i$  (come definiti in EC8 6.8.3.1) non deve differire dal valore minimo più del 25%. Tale prescrizione deve essere verificata manualmente dall'utente

### 7.10.8.2 Travi, colonne e controventi

- Le sezioni di tutte le travi, colonne e controventi devono essere di classe 1 (EC8 6.5.3(2), Tab.6.3)
- Travi, colonne e controventi devono essere verificati assumendo la combinazione più sfavorevole di flessione e forza assiale. I valori di progetto per

taglio e flessione,  $V_{Ed}$  e  $M_{Ed}$ , sono derivati dall'analisi mentre il valore dello sforzo assiale è calcolato come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.30})$$

$N_{Ed,G}$	è lo sforzo assiale nella trave o nella colonna corrispondente ai soli carichi statici
$N_{Ed,E}$	è lo sforzo assiale nella trave o nella colonna corrispondente ai soli carichi sismici
$\gamma_{ov}$	è il fattore di sovrarresistenza del materiale
$\Omega = \min(\Omega_i)$	con $\Omega_i = 1.5V_{p,link,i}/V_{Ed,i}$ per link corti; e $\Omega_i = 1.5M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$ per link intermedi e lunghi. È importante sottolineare che il valore di $\Omega$ non viene calcolato in automatico dal programma ma deve essere specificato manualmente fra le preferenze di progetto oppure assegnato, elemento per elemento, attraverso le sovrascritture.

## 7.10.9 Strutture a controventi eccentrici in CDM

Le prescrizioni aggiuntive per strutture a controventi eccentrici in classe di duttilità media (CDM), sono le stesse viste per le strutture a controventi concentrici in CDA, con le seguenti eccezioni (EC8 6.8).

### 7.10.9.1 Controventi

- Le sezioni di tutti i controventi sismo resistenti devono essere:

di classe 1 o 2                      per  $2 < q \leq 4$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

di classe 1, 2 o 3                    per  $1.5 < q \leq 2$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

### 7.10.9.2 Travi e colonne

- Tutte le travi e le colonne sismo resistenti devono avere sezioni di classe 1 (EC8 6.5.3(2) Tab. 6.3)

di classe 1 o 2                      per  $2 < q \leq 4$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

di classe 1, 2 o 3                    per  $1.5 < q \leq 2$  (EC8 6.5.3(2), Tab. 6.3)

---

### 7.10.10 Strutture a controventi eccentrici in CDB

Le strutture a controventi eccentrici in classe di duttilità bassa (CDB) possono essere calcolate unicamente in accordo all'EC3, senza prescrizioni aggiuntive.

### 7.10.11 Strutture a pendolo inverso

Per strutture a pendolo inverso, per tutte le combinazioni sismiche, vengono verificate le seguenti condizioni aggiuntive (EC8 6.9).

- $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  vengono calcolati in accordo col paragrafo 6.6.3 dell'EC8
- La snellezza adimensionale delle colonne,  $\bar{\lambda}$ , deve essere limitata a:  $\bar{\lambda} \leq 1.5$  (EC8 6.9(3))
- L'indice di drift di interpiano  $\theta$ , come definito al paragrafo 4.4.2.2 dell'EC8 deve risultare  $\theta \leq 0.2$  (EC8 6.9(4)). Tale prescrizione deve essere verificata in maniera indipendente dall'utente.

### 7.10.12 Strutture secondarie

Le strutture secondarie possono essere calcolate unicamente in accordo all'EC3, senza prescrizioni aggiuntive.

## 7.11 Progetto dei nodi

SAP2000 è in grado di fornire informazioni di progetto complete per quanto riguarda:

- calcolo di piatti di continuità per nodi trave colonna di strutture a telaio (MRF)
- calcolo di imbottiture d'anima per nodi trave colonna di strutture a telaio (MRF)

relativamente a nodi composti da travi ad I che si innestano perpendicolarmente all'asse forte di colonne con sezione ad I o ad H.

Inoltre SAP effettua il controllo dei rapporti di resistenza per qualunque nodo trave-colonna in accordo col punto 4.4.2.3 dell'EC8, e fornisce le sollecitazioni di progetto per il calcolo dei nodi di travi e controventi.

### 7.11.1 Progetto delle nervature di continuità

Quando, in strutture a telaio, una trave ad I incide in direzione perpendicolare all'asse forte di una colonna avente sezione a I o ad H, al fine di garantire un'adeguata capacità flessionale alla connessione, potrebbe essere necessario prevedere l'inserimento di nervature sull'anima della colonna in corrispondenza delle ali della trave.

SAP2000 valuta la necessità di inserire tali piatti di continuità sulla base delle prescrizioni presenti al 6.2.6.1-4 dell'EC3-1-8. In particolare il calcolo viene eseguito sulla base dei 3 meccanismi resistenti interessati:

- anima della colonna soggetta a compressione trasversale
- anima della colonna soggetta a trazione trasversale
- flangia della colonna soggetta a flessione trasversale

#### 7.11.1.1 Anima della colonna soggetta a compressione trasversale

La resistenza di progetto a compressione trasversale di un'anima non irrigidita è data dalla relazione:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3-1-8 Eq. 6.9})$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

in cui

$\omega$             fattore di riduzione che tiene conto della possibile interazione con lo sforzo di taglio presente nell'anima della colonna (EC3-1-8 Tab. 6.3).  $\omega$  è una funzione del parametro  $\beta$  assunto conservativamente nei calcoli pari a 2 (EC3-1-8 5.3(7))

$b_{eff,c,wc}$     è la larghezza efficace dell'anima della colonna soggetta a compressione trasversale. Nel caso di connessione saldata si ha:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (\text{EC3-1-8 fig. 6.6})$$

con:

$$a_b = t_{fb}/2 \text{ assunto nel calcolo}$$

$$s = r_c \text{ per sezioni laminate}$$

$$s = \sqrt{2}a_c \text{ per sezioni saldate}$$

$$a_c = t_{fc}/2 \text{ assunto nel calcolo}$$

---

$\rho$	fattore di riduzione per effetto dell'instabilità (EC3-1-8 Eq. 6.13(a,b)): $\rho = 1$ se $\bar{\lambda}_p \leq 0.72$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.2}{\bar{\lambda}_p^2}$ se $\bar{\lambda}_p > 0.72$
$\bar{\lambda}_p$	è la snellezza dell'anima (EC3-1-8 Eq. 6.13(c)): $\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$ $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$ per sezioni laminate $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2}a_c)$ per sezioni saldate
$k_{wc}$	fattore di riduzione definito al punto 6.2.6.2(2) dell'EC3-1-8 assunto, nel calcolo, pari a 1

### 7.11.1.2 Anima della colonna soggetta a trazione trasversale

La resistenza di progetto a trazione trasversale di un'anima non irrigidita è data dalla relazione:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma M_0} \quad (\text{EC3-1-8 Eq. 6.15})$$

in cui

$\omega$	fattore di riduzione che tiene conto della possibile interazione con lo sforzo di taglio presente nell'anima della colonna (EC3-1-8 Tab. 6.3). $\omega$ è una funzione del parametro $\beta$ assunto conservativamente nei calcoli pari a 2 (EC3-1-8 5.3(7))
$b_{eff,t,wc}$	è la larghezza efficace dell'anima della colonna soggetta a trazione trasversale. Nel caso di connessione saldata si ha: $b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s)$ (EC3-1-8 fig. 6.6) con: $a_b = t_{fb}/2$ assunto nel calcolo $s = r_c$ per sezioni laminate $s = \sqrt{2}a_c$ per sezioni saldate $a_c = t_{fc}/2$ assunto nel calcolo

### 7.11.1.3 Ala della colonna soggetta a flessione trasversale

La resistenza di progetto a flessione trasversale di un'anima non irrigidita è data dalla relazione:

$$F_{fc,Rd} = \frac{b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3-1-8 Eq. 6.20})$$

in cui:

$b_{eff,b,fc}$  è la larghezza efficace dell'ala della colonna soggetta a flessione trasversale (EC3-1-8 4.10(2));

$$b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2s + 7k t_{fc} \quad (\text{EC3-1-8 Eq. 4.6a})$$

con:

$$k = (t_f / t_p) (f_{y,f} / f_{y,p}) \leq 1 \quad (\text{EC3-1-8 Eq. 4.6a})$$

$f_{y,f}$  resistenza a snervamento dell'ala della colonna

$f_{y,p}$  resistenza a snervamento dell'ala della trave

$s = r_c$  per sezioni laminate

$s = \sqrt{2} a_c$  per sezioni saldate

L'area delle nervature di continuità,  $A_{cp}$ , è calcolata imponendo:

$$\max \begin{cases} \frac{F_{Ed} - F_{c,wc,Rd}}{N_{b,Rd}} = 1 \\ \frac{F_{Ed} - F_{t,wc,Rd}}{N_{b,Rd}} = 1 \\ \frac{F_{Ed} - F_{fc,Rd}}{N_{b,Rd}} = 1 \end{cases}$$

in cui:

$F_{Ed}$  azione di progetto trasferita dalle travi, assunta pari a:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h - t_f} \quad \text{per combinazioni statiche}$$

$F_{Ed} = 1.1 \gamma_{ov} b_{fb} t_{fb} f_{yb}$  (EC8 Eq. 6.1) per combinazioni sismiche in strutture tipo DCH-MRF o DCM-MRF

$N_{b,Rd}$  resistenza all'instabilità della sezione composta dalle nervature e dalla porzione collaborante di anima della colonna:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3 9.4(2)})$$

$\chi$  fattore di riduzione della resistenza per effetto dell'instabilità (calcolato assumendo la curva di instabilità c)

$A_{eff} = A_{cp} + A_{wc,eff}$  area efficace della sezione

$A_{wc,eff}$  area di anima della colonna collaborante. Ai fini del calcolo si assume una porzione di anima collaborante di lunghezza pari a  $25t_{wc}$  quando sono presenti colonne al di sopra ed al di sotto del nodo, e di  $12t_{wc}$  quando è presente solo la colonna inferiore (AISC J10.8)

Qualora dalle relazioni precedenti risultasse  $A_{cp} < 0$ , non è necessario disporre nervature di continuita, viceversa l'area totale delle nervature dovrà comunque risultare superiore a:

$$A_{cp}^{min} = b_{cp}^{min} t_{cp}^{min} \quad (\text{AISC J10.8})$$

con:

$$b_{cp}^{min} = 2 \left( \frac{b_{fp}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \right) \quad (\text{AISC J10.8})$$

$$t_{cp}^{min} = 0.5t_{fb} \quad (\text{AISC J10.8})$$

### 7.11.2 Progetto delle imbottiture d'anima

Quando, in strutture a telaio, una trave incide in direzione perpendicolare all'asse forte di una colonna avente sezione a I o ad H, al fine di garantire un'adeguata capacità flessionale alla connessione, potrebbe essere necessario prevedere l'inserimento di imbottiture sull'anima della colonna per garantire il trasferimento delle azioni taglianti nel pannello.

La forza sollecitante sul pannello d'anima è calcolata attraverso la relazione:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} \cos \theta_{b1} - M_{b2,Ed} \cos \theta_{b2}}{h - t_{fb}} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2} \quad (\text{EC3-1-8 Eq. 5.3})$$

con:

$M_{bi,Ed}$  momento flettente trasferito dalla trave i-esima, assunto pari al momento derivante dall'analisi per combinazioni statiche, e pari a  $\gamma_{ov} W_{pl} f_y$  (EC8 6.1.3) per combinazioni sismiche in strutture di tipo DCH-DCM MRF

$\theta_{bi}$	angolo compreso fra l'asse della trave i-esima e l'asse debole della colonna
$V_{ci,Ed}$	taglio sollecitante nelle colonne derivante all'analisi

La resistenza di un'anima rinforzata con singola o doppia imbottitura, è data da:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3-1-8 Eq. 6.7})$$

con

$A_{vc} = ht_p$	area a taglio del complesso anima-imbottitura
$h$	altezza dell'anima della colonna
$t_p$	spessore complessivo di anima e imbottiture

Lo spessore richiesto alle imbottiture,  $t_s$ , viene quindi calcolato imponendo:

$$V_{wp,Ed} = V_{wp,Rd}$$

$$t_p = \frac{V_{wp,Ed}\sqrt{3}\gamma_{M0}}{0.9hf_{y,wc}}$$

$$t_s = t_p - t_{wc}$$

Qualora dai calcoli risultasse  $t_s > t_w$ , il programma riporta un messaggio di errore in accordo con quanto prescritto in EC3-1-8 6.2.6.1(6). In aggiunta:

- Qualora le imbottiture d'anima siano saldate:
  - se  $h_{wc}/(t_{wc} + t_s) > 69\epsilon$ , viene riportato un messaggio di errore
- Qualora le imbottiture d'anima non siano saldate:
  - se  $h_{wc}/t_{wc} > 69\epsilon$ , viene riportato un messaggio di errore
  - se  $b_s/t_s > 40\epsilon$  allora viene posto  $t_s = b_s/40\epsilon$

Si ricorda inoltre che, nel caso di utilizzo di imbottiture d'anima, devono essere soddisfatte tutte le prescrizioni di dettaglio strutturale riportate al punto EC3-1-8 6.2.6.1.

### 7.11.3 Verifica dei rapporti di resistenza trave-colonna

Per strutture a telaio in CDA e in CDM (DCH-DCM MRF), in condizioni sismiche, in ogni nodo fra elementi principali della struttura deve risultare che la somma dei momenti resistenti delle colonne sia maggiore della somma dei momenti flettenti delle travi incidenti nel nodo (EC8 4.4.2.3). La resistenza a flessione delle colonne deve essere calcolata tenendo conto dell'eventuale influenza dello sforzo assiale così come la resistenza flessionale delle travi deve tener conto di possibili incrudimenti che ne accrescano la capacità.

I rapporti di capacità in direzione forte e debole,  $R_{maj}$  e  $R_{min}$ , vengono riportati sulla stazione superiore della colonna inferiore del nodo:

$$R_{maj} = \frac{1.3 \sum_{n=1}^{n_b} M_{Rbn} \cos \theta_n}{M_{pl,RdA} + M_{pl,RdB}} \quad (\text{EC8 Eq. 4.29})$$

$$R_{min} = \frac{1.3 \sum_{n=1}^{n_b} M_{Rbn} \sin \theta_n}{M_{pl,RdA} + M_{pl,RdB}} \quad (\text{EC8 Eq. 4.29})$$

con

$M_{Rbn}$	momento resistente della n-esima trave incidente nel nodo
$\theta_n$	angolo compreso fra l'asse della trave n-esima e l'asse debole della colonna
$M_{pl,RdA}$	momento resistente della colonna inferiore del nodo, ridotto per effetto dell'azione assiale presente
$M_{pl,RdB}$	momento resistente della colonna superiore del nodo, ridotto per effetto dell'azione assiale presente
$n_b$	numero di travi incidenti nel nodo

I momenti resistenti delle colonne, ridotti per effetto dello sforzo assiale, sono calcolati come:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (\text{EC3 Eq. 6.32})$$

I momenti resistenti delle travi, incrementati per effetto di potenziali incrudimenti, sono calcolati come:

$$M_{pl,Rd} = \gamma_{ov} W_{pl,b} f_{yb} \quad (\text{EC8 6.1.3(2)})$$

### 7.11.4 Calcolo dei tagli di progetto per le connessioni delle travi

Per tutte le travi presenti nella struttura, il programma riporta le massime forze di taglio in direzione forte che l'elemento trasferisce alle estremità. Tali azioni rappresentano, di fatto, le azioni di progetto per le eventuali connessioni da realizzare con elementi adiacenti.

Per le combinazioni statiche, i tagli di progetto riportati coincidono con i massimi tagli derivanti dall'analisi alle estremità dell'elemento.

Per le combinazioni simiche valgono le seguenti considerazioni:

- Per strutture a telaio in CDA o CDM (DCH-DCM MRF) i tagli di progetto alle estremità sono calcolati attraverso la relazione:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (\text{EC8 6.6.4(1)})$$

$$V_{Ed,M} = \frac{CM_{Ed,M}}{L}$$

in cui:

$V_{Ed}$	taglio di progetto di estremità
$V_{Ed,G}$	taglio sollecitante all'estremità della trave dovuto ai soli carichi non simici
$V_{Ed,M}$	taglio sollecitante all'estremità della trave dovuto al raggiungimento dei momenti plastici alle estremità della trave
$C$	= 0 se la trave è incernierata ad entrambi gli estremi = 1 se la trave è incernierata ad una sola estremità = 2 se la trave è continua ad entrambi gli estremi
$M_{Ed,M}$	momento resistente della trave che tiene conto di possibili incrudimenti, assunto pari a $\gamma_{ov}W_{pl,b}f_{yb}$
$L$	luce della trave

- Per strutture a telaio in CDB (DCL MRF) i tagli di progetto alle estremità sono pari ai massimi tagli di estremità derivanti dalle analisi
- Per strutture a controventi concentrici in CDA, CDM e CDB (DCH-DCM-DCL CBF) i tagli di progetto alle estremità sono pari ai massimi tagli di estremità derivanti dalle analisi

- Per strutture a controventi eccentrici in CDA o CDM (DCH-DCM EBF) i tagli di progetto alle estremità sono calcolati come specificato in EC8 6.8.4 Eq. 6.31
- Per strutture a controventi eccentrici in CDB (DCL EBF) i tagli di progetto alle estremità sono pari ai massimi tagli di estremità derivanti dalle analisi

### 7.11.5 Calcolo delle azioni di progetto per le connessioni dei controventi

Per tutti i controventi presenti nella struttura, il programma riporta le massime forze assiali che l'elemento trasferisce alle estremità. Tali azioni rappresentano, di fatto, le azioni di progetto per le eventuali connessioni da realizzare con elementi adiacenti.

Per le combinazioni statiche, le azioni assiali di progetto riportate coincidono con i massimi sforzi assiali derivanti dall'analisi alle estremità dell'elemento.

Per le combinazioni sismiche valgono le seguenti considerazioni:

- Per strutture a controventi concentrici in CDA o CDM (DCH-DCM CBF) le azioni assiali di progetto sono calcolate attraverso la relazione:

$$E_d = 1.1\gamma_{ov}R_{fy} \quad (\text{EC8 Eq. 6.1})$$

con:

$E_d$	è la sollecitazione di progetto sulla connessione
$R_{fy}$	è la resistenza del controvento dissipativo
$\gamma_{ov}$	è il coefficiente di sovrarresistenza del materiale

- Per strutture a controventi concentrici in CDB (DCL CBF) le azioni assiali di progetto alle estremità sono pari alle massime azioni assiali di estremità derivanti dalle analisi
- Per strutture a controventi eccentrici in CDA o CDM (DCH-DCM EBF) le azioni assiali di progetto sono calcolate attraverso la relazione:

$$E_d = E_{d,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega E_{d,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.31})$$

con:

$E_d$	è la sollecitazione di progetto sulla connessione
$E_{d,G}$	è la sollecitazione agente sul controvento dovuta ai soli carichi statici

$E_{d,E}$	è la sollecitazione agente sul controvento dovuta ai soli carichi sismici
$\gamma_{ov}$	è il coefficiente di sovraresistenza del materiale
$\Omega$	è il rapporto di sovraresistenza dei link della struttura come definito al punto 6.8.3(1) dell'EC8 (N.B. tale rapporto non viene calcolato automaticamente ma deve essere inserito dall'utente nelle preferenze di verifica o assegnato, elemento per elemento, attraverso le sovrascritture)

- Per strutture a controventi eccentrici in CDB (DCL EBF) le azioni assiali di progetto alle estremità sono pari alle massime azioni assiali di estremità derivanti dalle analisi

## 7.12 Preferenze di verifica

Viene di seguito riportato il significato di tutte le diverse preferenze di progettazione che possono essere impostate dall'utente una volta selezionata la normativa EC3-2005. Con riferimento alla figura 7.2 si ha:

1. *Design Code*: indica il codice di verifica selezionato
2. *Country*: indica il paese di riferimento per l'impostazione dei parametri di progetto specifici per i vari paesi
3. *Combinations Equation*: indica l'equazione dell'EC0 cui far riferimento per la generazione delle combinazioni automatiche di progetto
4. *Reliability Class*: classe di affidabilità, utilizzata nella generazione delle combinazioni di progetto per Danimarca, Finlandia e Svezia
5. *Interaction Factors Method*: metodo di calcolo dei coefficienti di interazione per i momenti flettenti nella verifica ad instabilità per pressoflessione. È possibile scegliere fra l'approccio presente nell'allegato A dell'EC3 (Metodo 1) oppure nell'allegato B dell'EC3 (Metodo 2)
6. *Multi-Response Case Design*: definisce la procedura di progetto per analisi con risposta multipla (analisi time history, analisi statiche non lineari e analisi multi-step statiche). È possibile scegliere fra:
  - *Envelopes*: considera l'involuppo per le analisi time-history e le analisi multi-step statiche e lo stato finale per le analisi non lineari statiche

- 
- Step by step: considera tutti gli step per le analisi time-history e le analisi multi-step statiche e lo stato finale per le analisi non lineari statiche
  - Last step: considera solo lo stato finale per le analisi time-history, le analisi multi-step statiche e le analisi non lineari statiche
  - Envelopes-All: considera l'involuppo per le analisi time-history, le analisi multi-step statiche e le analisi non lineari statiche
  - Step by step-All: considera tutti gli step per le analisi time-history, le analisi multi-step statiche e le analisi non lineari statiche

È opportuno sottolineare che le opzioni Step by step e Step by step-All vengono automaticamente convertite alle corrispondenti Envelope qualora più di un caso di analisi a risposta multipla sia presente in combinazione

7. *Framing Type*: tipologia strutturale. È possibile scegliere fra le tipologie elencate nei precedenti paragrafi
8. *Behavior Factor, q*: fattore di struttura da impiegare nelle verifiche
9. *System Overstrength Factor,  $\Omega$* : fattore di sovraresistenza della struttura, come definito nei paragrafi precedenti in funzione delle diverse tipologie strutturali
10. *Consider P-Delta Done?*: opzione che permette di specificare se gli effetti globali del secondo ordine sono stati inclusi nell'analisi. In caso affermativo il programma in fase di verifica utilizzerà per tutte le tipologie strutturali le lunghezze libere calcolate nell'ipotesi di struttura a nodi fissi, in caso contrario il programma utilizzerà le lunghezze libere per strutture a nodi fissi nel caso di strutture controventate e le lunghezze corrispondenti a strutture a nodi spostabili nel caso di strutture a telaio
11.  $\gamma_{M0}$ : coefficiente parziale di sicurezza del materiale per verifiche di resistenza
12.  $\gamma_{M1}$ : coefficiente parziale di sicurezza del materiale per verifiche di instabilità
13.  $\gamma_{M2}$ : coefficiente parziale di sicurezza del materiale per verifiche di resistenza ultima a trazione
14. *Ignore Seismic Code?*: consente di escludere dalla verifica le prescrizioni relative all'EC8
15. *Ignore Special Seismic Load?*: consente di escludere la generazione delle combinazioni di carico sismiche

16. *Is Doubler Plate Plug Welded?*: consente di specificare se il piatto di rinforzo dell'anima della colonna nei giunti trave colonna è saldato
17. *Consider Deflection?*: opzione che permette di attivare la verifica di deformabilità degli elementi agli stati limite di esercizio
18. *DL Limit, L/*: freccia limite per carichi permanenti compiutamente definiti (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
19. *Super DL+LL Limit, L/*: freccia limite dovuta alla somma dei carichi permanenti non compiutamente definiti e dei carichi variabili (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
20. *Live Load Limit, L/*: freccia limite per carichi variabili (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
21. *Total Limit, L/*: freccia limite totale (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
22. *Total-Camber Limit, L/*: freccia limite totale al netto della monta (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
23. *Pattern Live Load Factor*: quota di carico variabile che viene ripartita secondo lo schema di semplice appoggio per il progetto delle travi
24. *Demand/Capacity Ratio Limit*: valore limite per l'accettabilità dei rapporti di capacità

## 7.13 Sovrascritture

Viene di seguito riportato il significato delle possibili sovrascritture assegnabili a travi e pilastri. Le sovrascritture possono essere assegnate, una volta selezionato l'elemento, attraverso il comando **Design > Steel Frame Design > View/Rewise Overwrites**. Con riferimento alla figura 7.3 si ha:

1. *Current Design Section*: indica qual'è la sezione di progetto assegnata alla data trave
2. *Framing Type*: è possibile definire la struttura di cui fa parte l'elemento scegliendo fra quelle compatibili
3. *Section Class*: classe della sezione
4. *Column Buckling Curve (y-y)*: curva di intabilità per inflessione attorno all'asse maggiore

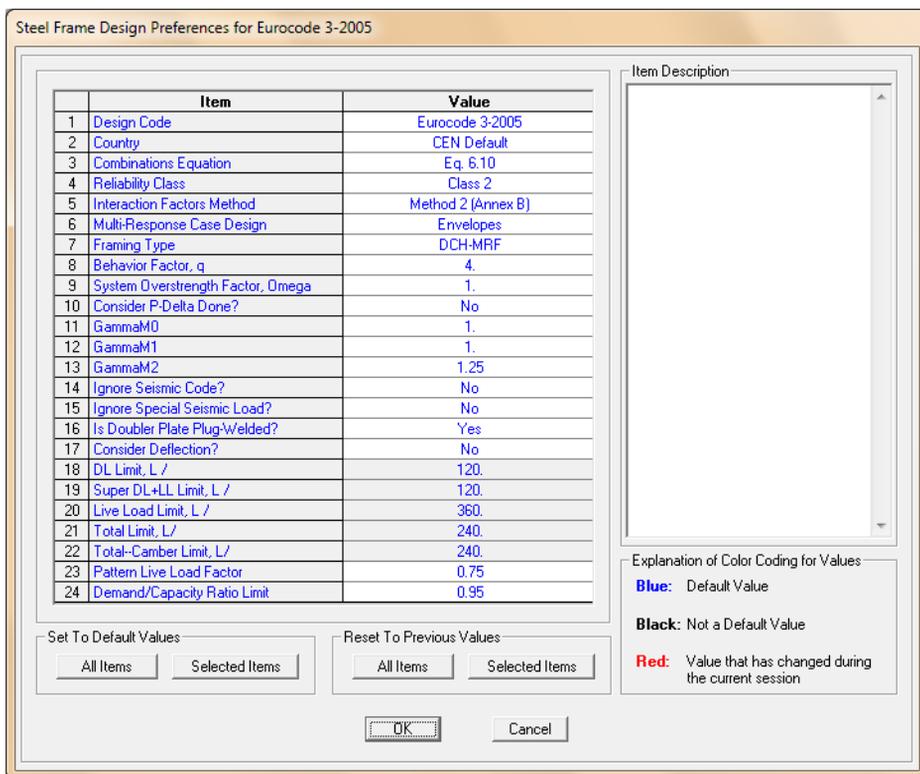


Figura 7.2: preferenze di progettazione per l'EC3-2005

5. *Column Buckling Curve (z-z)*: curva di intabilità per inflessione attorno all'asse minore
6. *Buckling Curve for LTB*: curva di intabilità per instabilità flessio-torsionale
7. *System Overstrength Factor,  $\Omega$* : fattore di sovrarresistenza della struttura, come definito nei paragrafi precedenti in funzione delle diverse tipologie strutturali
8. *Is Rolled Section?*: consente di specificare se la sezione è laminata (tale opzione influenza la scelta della curva di instabilità per l'elemento)
9. *Consider Deflection?*: opzione che permette di attivare la verifica di deformabilità degli elementi agli stati limite di esercizio

10. *Deflection Check Type*: consente di specificare se le frecce limite debbano essere verificate come frazione della lunghezza dell'elemento (Ratio), come valore assoluto (Absolute) o entrambi (Both)
11. *DL Limit, L/*: freccia limite per carichi permanenti compiutamente definiti (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
12. *Super DL+LL Limit, L/*: freccia limite dovuta alla somma dei carichi permanenti non compiutamente definiti e dei carichi variabili (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
13. *Live Load Limit, L/*: freccia limite per carichi variabili (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
14. *Total Limit, L/*: freccia limite totale (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
15. *Total-Camber Limit, L/*: freccia limite totale al netto della monta (espressa come frazione della lunghezza dell'elemento)
16. *DL Limit, abs*: freccia limite per carichi permanenti compiutamente definiti (espressa nell'unità di misura corrente)
17. *Super DL+LL Limit, abs*: freccia limite dovuta alla somma dei carichi permanenti non compiutamente definiti e dei carichi variabili (espressa nell'unità di misura corrente)
18. *Live Load Limit, abs*: freccia limite per carichi variabili (espressa nell'unità di misura corrente)
19. *Total Limit, abs*: freccia limite totale (espressa nell'unità di misura corrente)
20. *Total-Camber Limit, abs*: freccia limite totale al netto della monta (espressa nell'unità di misura corrente)
21. *Specified Camber*: monta iniziale (espressa nell'unità di misura corrente)
22. *Net Area to Tootal Area Ratio*: rapporto fra area netta e area della sezione lorda. Utilizzato nel calcolo della resistenza ultima a trazione dell'elemento
23. *Live Load Reduction Factor*: moltiplicatore per i carichi variabili "riducibili" (reducible live)
24. *Unbraced Length Ratio (Major)*: rapporto fra la distanza dei punti di vincolo e la lunghezza dell'elemento per instabilità attorno all'asse di massima inerzia

- 
25. *Unbraced Length Ratio (Minor)*: rapporto fra la distanza dei punti di vincolo e la lunghezza dell'elemento per instabilità attorno all'asse di minima inerzia
  26. *Unbraced Length Ratio (LTB)*: rapporto fra la distanza dei punti di vincolo e la lunghezza dell'elemento per instabilità flesso-torsionale
  27. *Effective Length Factor Braced ( $K1_{major}$ )*: coefficiente di lunghezza efficace lungo l'asse maggiore nell'ipotesi di struttura a nodi fissi
  28. *Effective Length Factor Braced ( $K1_{minor}$ )*: coefficiente di lunghezza efficace lungo l'asse minore nell'ipotesi di struttura a nodi fissi
  29. *Effective Length Factor Sway ( $K2_{major}$ )*: coefficiente di lunghezza efficace lungo l'asse maggiore nell'ipotesi di struttura a nodi spostabili
  30. *Effective Length Factor Sway ( $K2_{minor}$ )*: coefficiente di lunghezza efficace lungo l'asse minore nell'ipotesi di struttura a nodi spostabili
  31. *Effective Length Factor ( $K_{LTB}$ )*: coefficiente di lunghezza efficace per instabilità flesso torsionale
  32. *Bending Coefficient  $C_1$* : coefficiente moltiplicativo per il calcolo del momento critico per instabilità flesso torsionale
  33. *Moment Coefficient  $k_{yy,major}$* : coefficiente di interazione per la flessione attorno all'asse maggiore nella verifica di instabilità
  34. *Moment Coefficient  $k_{zz,major}$* : coefficiente di interazione per la flessione attorno all'asse minore nella verifica di instabilità
  35. *Moment Coefficient  $k_{zy,major}$* : coefficiente di interazione per la flessione attorno all'asse maggiore nella verifica di instabilità
  36. *Moment Coefficient  $k_{yz,major}$* : coefficiente di interazione per la flessione attorno all'asse minore nella verifica di instabilità
  37. *Yeld Stress,  $f_y$* : tensione di snervamento
  38. *Material Overstrength Factor,  $\gamma_{ov}$* : coefficiente di sovrarresistenza del materiale
  39. *Compressive Capacity,  $N_{c,Rd}$* : resistenza a compressione dell'elemento
  40. *Tensile Capacity,  $N_{t,Rd}$* : resistenza a trazione dell'elemento
  41. *Major Bending Capacity,  $M_{c3,Rd}$* : resistenza dell'elemento a flessione attorno all'asse maggiore

42. *Minor Bending Capacity,  $M_{c2,Rd}$* : resistenza dell'elemento a flessione attorno all'asse minore
43. *Buckling Resistance Moment,  $M_{b,Rd}$* : resistenza dell'elemento a instabilità per flessione
44. *Major Shear Capacity,  $V_{2,Rd}$* : resistenza dell'elemento a taglio lungo l'asse maggiore
45. *Major Shear Capacity,  $V_{3,Rd}$* : resistenza dell'elemento a taglio lungo l'asse minore
46. *Demand/Capacity Ratio Limit*: valore limite per l'accettabilità dei rapporti di capacità

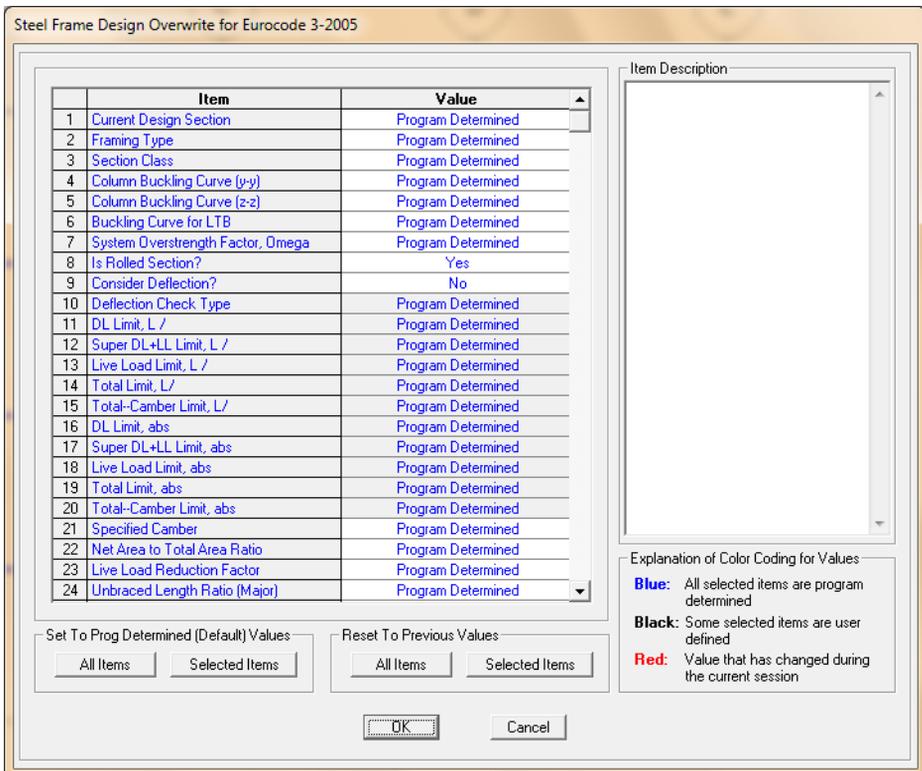


Figura 7.3: Sovrascrittura

## 7.14 Output di progetto

Viene di seguito riportato l'output fornito da SAP con riferimento al progetto di travi e colonne in accordo con l'EC3-2005. Le finestre di dettaglio sono raggiungibili, una volta effettuato il progetto della struttura, cliccando col tasto destro sull'elemento da interrogare. In particolare, nella finestra riassuntiva (figura 7.4) sono riportati i rapporti di capacità corrispondenti alle varie stazioni dell'elemento per tutte le diverse combinazioni di carico.

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK = AXL + B-MAJ + B-MIN	MIN-SHR-/RATIO
SLU	0.00	0.316 (C)	= 0.246 + 0.070 + 0.000	0.038 0.000
SLU	1.50	0.399 (C)	= 0.245 + 0.154 + 0.000	0.038 0.000
SLU	3.00	0.399 (C)	= 0.245 + 0.154 + 0.000	0.038 0.000
QKE	0.00	0.363 (C)	= 0.118 + 0.363 + 0.000	0.084 0.000
QKE	1.50	0.360 (C)	= 0.153 + 0.207 + 0.000	0.084 0.000
QKE	3.00	0.295 (C)	= 0.153 + 0.142 + 0.000	0.084 0.000

Figura 7.4: finestra riassuntiva di verifica per elementi in acciaio

Selezionando una stazione ed una data combinazione di progetto, cliccando sul pulsante “Summary” è possibile avere accesso ai dettagli di relativi alla stazione selezionata con riferimento alla data combinazione. Le informazioni sono riportate in forma ordinata e sequenziale. Con riferimento alle figure 7.5 e 7.6 si possono individuare 7 aree specifiche:

- **Area A:** nella parte superiore della finestra di dettaglio sono riportate le informazioni relative all'elemento in esame, alla corrispondente sezione nonché i dettagli riguardanti la stazione di output, la combinazione di progetto e i coefficienti di sicurezza dei materiali
- **Area B:** in tale area vengono riportate le sollecitazioni di progetto corrispondenti alla stazione in esame (eventualmente incrementate per tener conto dei criteri di gerarchia delle resistenze)
- **Area C:** in tale area viene riportato il riassunto della verifica per azione combinata di flessione e sforzo assiale:

- Governing Equation: riferimento all'equazione dell'EC3 che ha determinato il raggiungimento del massimo fattore di utilizzo per l'elemento
  - Total Ratio: massimo coefficiente di utilizzo totale per azione combinata di flessione e sforzo assiale
  - N Ratio: massimo fattore di utilizzo assiale
  - MMajor Ratio: massimo fattore di utilizzo per flessione attorno all'asse maggiore
  - MMinor Ratio: massimo fattore di utilizzo per flessione attorno all'asse minore
  - Ratio Limit: massimo valore accettabile del rapporto di capacità
  - Status Check: controllo del massimo coefficiente di utilizzo
- **Area D:** in tale area vengono riportati i calcoli della verifica per azioni assiali dell'elemento:
    - Ned Force: sforzo assiale di progetto
    - Nc,Rd Capacity: resistenza a compressione della sezione
    - Nt,Rd Capacity: resistenza a trazione della sezione
    - Npl,Rd: resistenza plastica della sezione
    - Nu,Rd: resistenza ultima a trazione della sezione netta
    - Ncr,T: sforzo normale critico per instabilità torsionale
    - Ncr,TF: sforzo normale critico per instabilità flesso-torsionale
    - An/Ag: rapporto fra l'area della sezione netta e l'area della sezione lorda

Vengono inoltre riportate, in forma tabellare, le grandezze che intervengono nel calcolo della resistenza per instabilità a compressione, in particolare:

- Curve: curva di instabilità relativa al modo considerato. Il modo di instabilità corrispondente alle varie righe è riportato nella colonna sinistra della tabella. Per i modi di instabilità flessionali lungo le direzioni principali viene considerata sia l'ipotesi di struttura a nodi fissi (B) che di struttura a nodi mobili. In base alla tipologia strutturale definita il programma utilizzerà nel calcolo il relativo valore di resistenza
- Alpha: valore del fattore di imperfezione, dipendente dalla curva di instabilità
- Ncr: sforzo normale critico per il modo corrispondente
- LambdaBar: snellezza adimensionale per il modo corrispondente
- Phi: coefficiente per il calcolo di del fattore di riduzione della resistenza

- 
- Chi: fattore di riduzione della resistenza
  - Nb,Rd: resistenza dell'elemento all'instabilità per il modo considerato
  - **Area E:** in tale area vengono esplicitati i calcoli della verifica a flessione dell'elemento:
    - Med Moment: momento sollecitante nella stazione in esame lungo la direzione corrispondente. La direzione corrispondente è riportata nella colonna sinistra della tabella
    - Med,span Moment: momento sollecitante massimo, in valore assoluto, agente sull'elemento lungo la direzione corrispondente
    - Mc,Rd Capacity: resistenza a flessione della sezione lungo la direzione corrispondente
    - My,Rd Capacity: resistenza a flessione della sezione lungo la direzione corrispondente ridotta per effetto delle azioni taglianti
    - Mn,Rd Capacity: resistenza a flessione della sezione lungo la direzione corrispondente ridotta per effetto delle azioni assiali
    - Mb,Rd Capacity: resistenza dell'elemento ad instabilità per flessione lungo la direzione maggiore

Vengono inoltre riportate, in forma tabellare, le grandezze che intervengono nel calcolo della resistenza per instabilità flesso torsionale, in particolare:

- Curve: curva di instabilità per instabilità flesso torsionale
- AlphaLT: valore del fattore di imperfezione, dipendente dalla curva di instabilità
- LambdaBarLT: snellezza adimensionale per instabilità flesso torsionale
- PhiLT: coefficiente per il calcolo di del fattore di riduzione della resistenza
- ChiLT: fattore di riduzione della resistenza
- C1: coefficiente di calcolo per il momento critico
- Mcr: momento critico per instabilità flesso torsionale

Sono infine esplicitati i valori dei coefficienti di interazione  $k$  dei momenti per le varie direzioni

- **Area F:** in tale area vengono esplicitati i calcoli della verifica a taglio dell'elemento:
  - Ved Force: taglio sollecitante lungo la direzione corrispondente. La direzione corrispondente è riportata nella colonna sinistra della tabella

- $V_{c,rd}$  Capacity: resistenza a taglio della sezioni lungo la direzione corrispondente
- Stress Ratio: fattore di utilizzo a taglio nella direzione in esame
- Status Check: stato della verifica a taglio nella direzione in esame
- Ted Torsion: mometo torcente sollecitante

Viene inoltre riportata, in forma tabellare, la verifica ad instabilità a taglio lungo la direzione forte:

- $V_{pl,rd}$  Capacity: resistenza a taglio per instabilità lungo la direzione forte
  - Eta: fattore di area a taglio
  - $\Lambda_{dab,W}$ : snellezza adimensionale per l'instabilità a taglio
- **Area G:** in tale area vengono esplicitati i calcoli del progetto dei piatti di continuità e delle imbottiture e la verifica dei rapporti di resistenza nei collegamenti trave-colonna:
    - Cont Pl Area: area richiesta per i piatti di continuità
    - Dbl Pl Thick: spessore dell'imbottitura d'anima
    - BC Ratio Major: rapporto di resistenza trave colonna lungo la direzione maggiore
    - BC Ratio Minor: rapporto di resistenza trave colonna lungo la direzione minore

Sempre con riferimento alla figura 7.4, cliccando sul pulsante “Flexure” sarà possibile avere accesso ad un'ulteriore schermata di dettaglio in cui vengono riportati, in aggiunta alle informazioni già presentate, i dettagli del calcolo delle lunghezze libere di inflessione per i vari modi di instabilità (area A figura 7.7) e i dettagli della classificazione della sezione e del calcolo dei coefficienti di interazione (area B figura 7.7).

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 1 X Mid: -10.000 Combo: DKE Design Type: Column  
 Length: 3.000 Y Mid: 0.000 Shape: HE220A Frame Type: DCH-NRF  
 Loc : 3.000 Z Mid: 1.500 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country: CEN Default Combination: Eq. 6.10 Reliability: Class 2  
 Interaction-Method 2 (Annex B) MultiResponse-Envelopes P-Delta Done? No  
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25  
 q=6.50 Omega=1.59 GammaM00=1.10  
 alpha/alpha\_g=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.000 D/C Lin=1.000

alpha\_eff=0.006 eMy=0.000 eNz=0.000  
 alpha=0.006 Iyy=5.410E-05 Iyy=0.092 Wpl,yy=5.152E-04 Weff,yy=5.152E-04  
 It=0.000 Izz=1.955E-05 Izz=0.055 Wpl,zz=1.777E-04 Weff,zz=1.777E-04  
 It=0.000 Iyz=0.000 h=0.210 Wpl,yyz=5.680E-04 Wpl,zzz=0.005  
 E=210000000.0 Fy=275000.000 Fu=430000.000 Wpl,zz=2.710E-04 Wpl,zzz=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted
3.000	-179.535	19.191	0.000	-26.192	0.000	0.000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	NMajor Ratio	NMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(h)-6.62	0.295	0.153	0.142	0.000	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-197.632	1684.048	1684.048
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,TF
	1684.048	1990.728	5908.157
	Ncr,TF	Ncr,TF	alpha/alpha_g
	5908.157	5908.157	1.000
	Curve	Alpha	Ncr
Major (y-y)	b	0.340	3936.571
Major B (y-y)	b	0.340	17143.157
Minor (z-z)	c	0.490	4502.185
Minor B (z-z)	c	0.490	4502.185
Torsional TF	e	0.490	5908.157
			LambdaBar
			0.670
			Phi
			0.805
			Chi
			0.956
			Nb,Rd
			1610.444
			Nb,Rd
			1295.786
			Nb,Rd
			1295.786
			Nb,Rd
			1374.680

Units: KN, m, C

Figura 7.5: dettagli di verifica (prima parte)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units: KN, m, C

MOMENT DESIGN								E
		Hed	Hed	Hc_Rd	Hv_Rd	Hs_Rd	Hb_Rd	
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)		25.654	19.639	148.762	148.762	148.762	136.085	
Minor (z-z)		0.000	0.000	70.976	70.976	70.976		
LTB	Curve	Alpha1	LambdaBar1	Phi11	Chi11	C1	Mc	
	a	0.210	0.530	0.675	0.915	1.008	556.648	
Factors	kyy		kzy		kzz			
	1.006		0.660		0.987		1.100	

SHEAR DESIGN						F
		Ved	Vc_Rd	Stress	Status	Ted
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)		26.192	311.948	0.084	OK	0.000
Minor (y)		0.000	773.292	0.000	OK	0.000
Reduction	Upl_Rd		Eta	LambdaBarW		
	311.948		1.200	0.336		

CONTINUITY PLATE, DOUBLER PLATE AND BEAM/COLUMN RATIOS					G
	Cont P1	Dbl P1	BC Ratio	BC Ratio	
	Area	Thick	Major	Minor	
Joint Design	0.001	0.007	0.432	0.000	

Figura 7.6: dettagli di verifica (seconda parte)

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units: kN, m, C

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	Ned	Ned,y	Ned,z	Ued,z	Ued,y	Ted
3.000	-179.535	19.191	0.000	-26.192	0.000	0.000

**FORM DIMENSIONS/CAPACITY RATIO**

Governing Equation	Total Ratio	R	RMajor	RMinor	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(A)-6.62	0.295	-	0.153	0.142	0.000	1.000	OK

**BASIC FACTORS**

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/I
Major (y-y)	1.279	1.000	58.186
Major Braced	0.852	1.000	27.882
Minor (z-z)	1.000	1.000	58.487
Minor Braced	1.000	1.000	58.487
LTR	1.000	1.000	58.487

**AXIAL FORCE DESIGN**

	Ned	Nc,Rd	Nc,Rd
Force	-197.632	1684.048	1684.048
Capacity			
Npl,Rd	1684.048	1998.728	5986.157
Ncr,T			5986.157
Ncr,TF			
Nt/Rd			1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.348	3936.571	0.678	0.885	0.888	1347.678
MajorBr (y-y)	b	0.348	17143.157	0.321	0.572	0.556	1618.444
Minor (z-z)	c	0.498	4582.185	0.627	0.881	0.769	1295.786
MinorBr (z-z)	c	0.498	4582.185	0.627	0.881	0.769	1295.786
Torsional TF	c	0.498	5986.157	0.547	0.735	0.816	1374.688

**MOMENT DESIGN**

	Ned	Ned,span	Nc,Rd	Nc,Rd	Nc,Rd	Nc,Rd
Moment						
Major (y-y)	25.854	19.639	148.762	148.762	148.762	126.885
Minor (z-z)	0.000	0.000	78.976	78.976	78.976	

**COMPACTNESS**

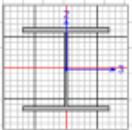
	Section Class 1	Flange Class 1	Web Class 1	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness				0.924	0.838	-0.776

**LTR**

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Ncr
LTR	a	0.218	0.538	0.675	0.915	1.000	556.648

**FACTORS**

	Em	Emc	ChiLT	ChiY	ChiZ	ChiZ	
Factors	0.991	1.000	0.991	1.000	0.608	0.587	1.188



**A**

**B**

Figura 7.7: dettagli di verifica (terza parte)



# Capitolo 8

## Esempio di calcolo: Telaio in CDA

Nel presente capitolo verrà illustrata la procedura di calcolo, in accordo con l'Eurocodice 3 ed Eurocodice 8, di una struttura a telaio in acciaio in classe di duttilità alta. I parametri di verifica verranno settati in accordo con il documento di applicazione nazionale italiano, in modo da rendere le verifiche pienamente conformi alle prescrizioni nazionali.

### 8.1 Definizione della struttura

La struttura in esame rappresenta un telaio piano in acciaio a 4 piani e 4 campate. L'ampiezza delle campate è pari a 5 metri, mentre l'interpiano è pari a 3 metri, per un'altezza totale di 12 metri. Travi e pilastri hanno sezioni a doppio T:

- travi: sezione IPE220 (figura 8.1)
- pilastri: sezione HE220A (figura 8.2)

La geometria globale della struttura è riportata in figura 8.3. Tutte le sezioni sono costituite da acciaio di tipo S275, aventi le caratteristiche riportate in figura 8.4.

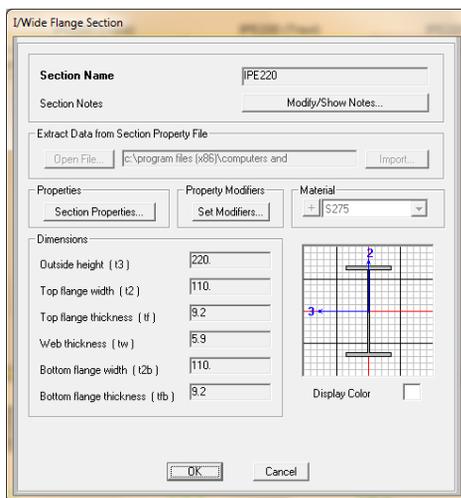


Figura 8.1: IPE220

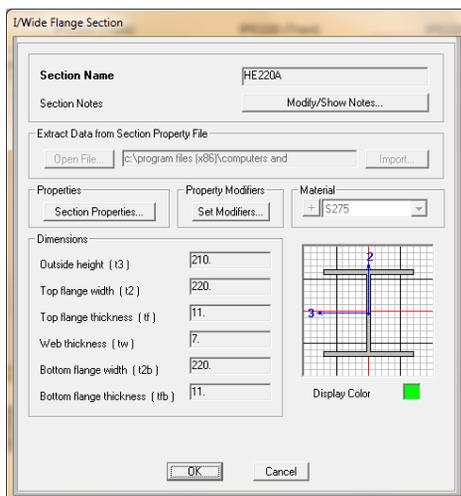


Figura 8.2: HE220A



Figura 8.3: geometria globale del telaio

The dialog box displays the material properties for S275 Steel. The material name is S275, and the material type is Steel. The units are set to N, mm, C. The material properties are as follows:

Property	Value
Material Name and Display Color	S275
Material Type	Steel
Weight per Unit Volume	7.837E-05
Mass per Unit Volume	7.849E-09
Modulus of Elasticity, E	210000
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	80769.23
Minimum Yield Stress, Fy	275
Minimum Tensile Stress, Fu	430
Effective Yield Stress, Fye	302.5
Effective Tensile Stress, Fue	473

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 8.4: definizione dei materiali

## 8.2 Analisi dei carichi

Alla struttura sono stati applicati i seguenti carichi statici:

- peso proprio degli elementi strutturali: DEAD
- carichi permanenti di piano:  $g_{2k} = 2.5kN/m^2$
- carichi accidentali di piano:  $q_{Ak} = 2.0kN/m^2$

Supponendo una larghezza di influenza dei vari telai pari a 5 metri, le travi sono state caricate come illustrato in figura 8.5 ed in figura 8.6. Per quanto riguarda i carichi sismici è stato definito uno spettro di risposta allo SLV in accordo con la normativa italiana. Il fattore di struttura assunto è pari a 6.5, valore coerente con la tipologia strutturale in esame e la classe di duttilità adottata (vedi figura 8.7).

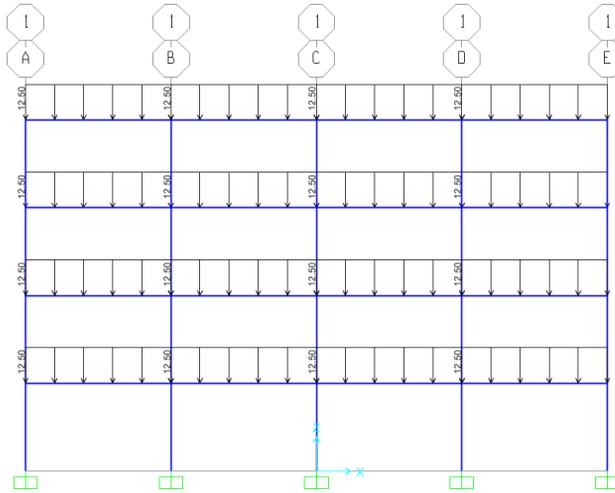


Figura 8.5: distribuzione dei carichi permanenti

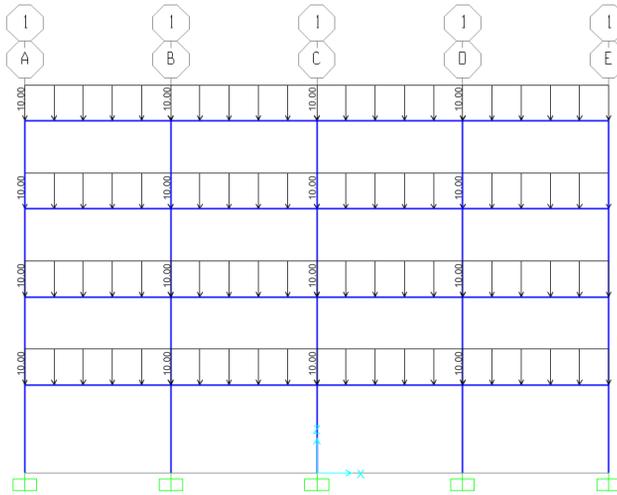


Figura 8.6: distribuzione dei carichi variabili

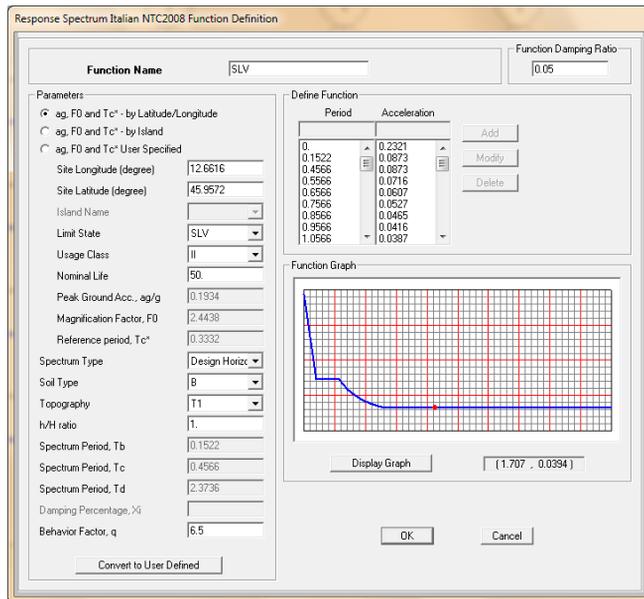


Figura 8.7: spettro di risposta allo SLV impiegato nell'analisi

Ad ognuno dei carichi definiti è stato associato un load case come mostrato in figura 8.8.

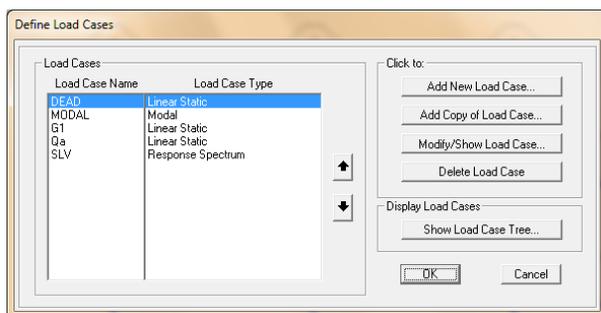
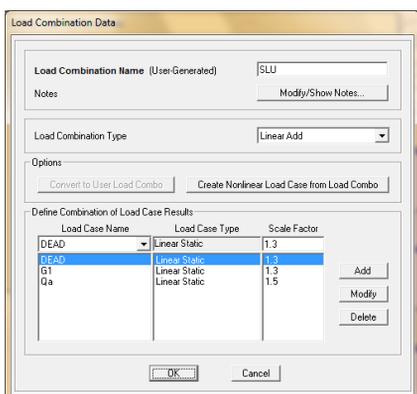


Figura 8.8: casi di analisi

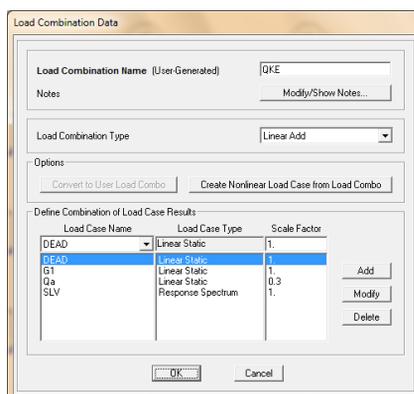
### 8.3 Combinazioni di progetto

Le combinazioni di progetto impiegate nel calcolo sono 2, riportate in figura 8.9:

- SLU: combinazione agli stati limite ultimi
- QKE: combinazione sismica allo SLV



(a)



(b)

Figura 8.9: combinazioni di progetto

## 8.4 Impostazione dei parametri di progetto

I parametri di progetto sono stati impostati come mostrato in figura 8.10 in accordo con le prescrizioni contenute nelle norme italiane NTC2008. Il valore minimo dei rapporti  $\Omega$  è stato lasciato, in prima battuta, pari a 1 e sarà modificato sulla base dei risultati di verifica ottenuti per le travi. Le combinazioni precedentemente create sono state quindi impostate come uniche combinazioni di progetto, vedi figura 8.11.

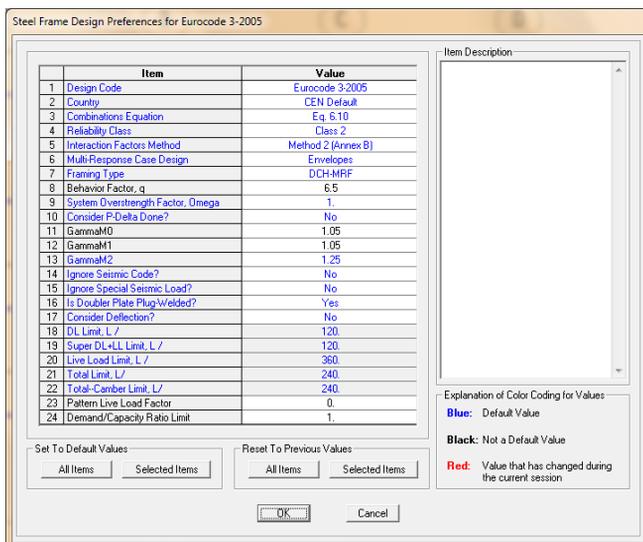


Figura 8.10: preferenze di progetto

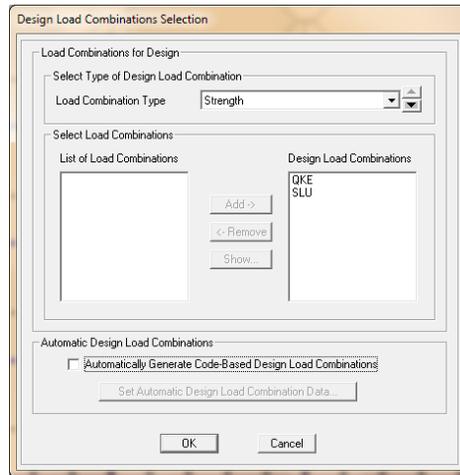


Figura 8.11: impostazione delle combinazioni di progetto

## 8.5 Verifica delle travi

Per prima cosa si esegue la verifica delle travi, in tal modo sarà possibile determinare il valore esatto del coefficiente  $\Omega$  ed effettuare la verifica dell'intera struttura. Ipotizzando che le travi siano piolate al solaio in calcestruzzo, si definisce un vincolo allo sbandamento dell'ala superiore attraverso il comando Design > Lateral Bracing > User Specified > Specify Uniform Bracing come descritto in figura 8.12. Completata tale operazione si possono lanciare le verifiche attraverso il comando Design > Steel Frame Design > Start Design/Check of Structure. I risultati del processo di verifica possono essere visualizzati attraverso il comando Design > Steel Frame Design > Display Design Info > P-M Ratio Colors & Values per quanto riguarda la verifica a sforzo assiale e flessione, oppure P-M Colors/Shear Ratio Values per quanto riguarda la verifica a taglio. Cliccando su una qualunque trave col tasto destro sarà possibile avere accesso alla finestra dei dettagli di verifica. I risultati della verifica sono riportati in figura 8.13 e 8.14.

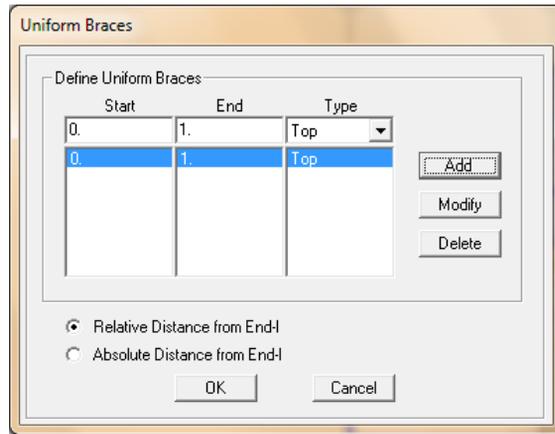


Figura 8.12: vincolo allo sbandamento sulla piattabanda superiore

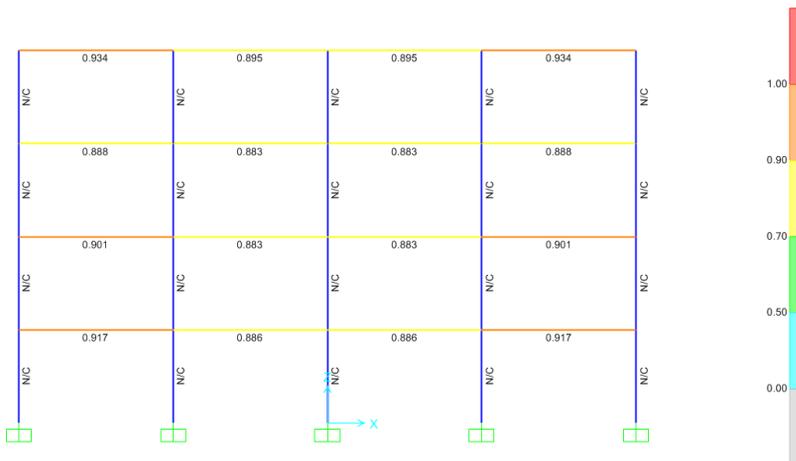


Figura 8.13: risultati della verifica P-M-M delle travi in acciaio

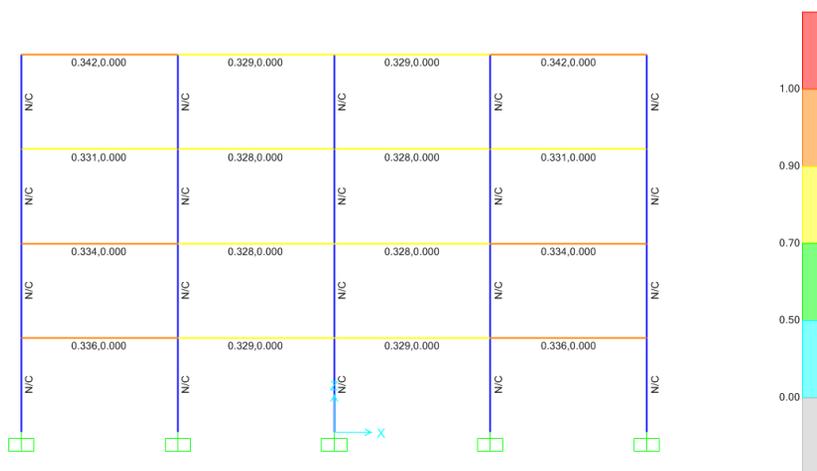


Figura 8.14: risultati della verifica a taglio delle travi in acciaio

Una volta accertato che le travi risultino adeguatamente resistenti, prima di procedere alla verifica di tutta la restante parte di struttura, occorre procedere al calcolo del rapporto di sovrarresistenza  $\Omega$  delle travi, definito dalla relazione  $\Omega = \min \{M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}\}$ . A tal proposito è sufficiente ripetere la procedura di verifica delle travi escludendo le combinazioni non sismiche dal processo di verifica e calcolare il reciproco del coefficiente di utilizzo più alto, che nel caso in esame risulta essere pari a 0.607 (vedi figura 8.16). Pertanto si avrà  $\Omega = 1/0.607 = 1.65$ . Una volta determinato il valore di  $\Omega$  le preferenze di verifica possono essere corrette come mostrato in figura 8.17.

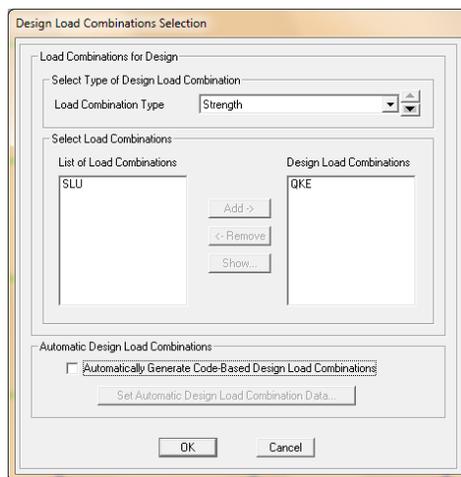


Figura 8.15: impostazione delle combinazioni di progetto per il calcolo dei coefficienti  $\Omega$

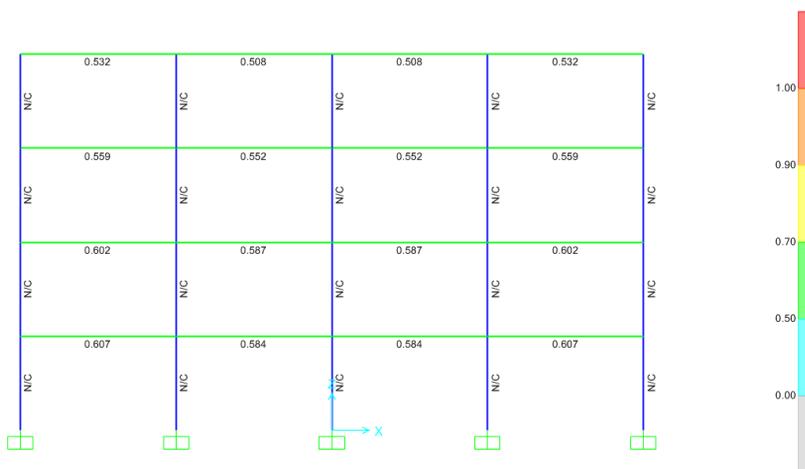


Figura 8.16: risultati della verifica P-M-M delle travi in acciaio per le sole combinazioni sismiche

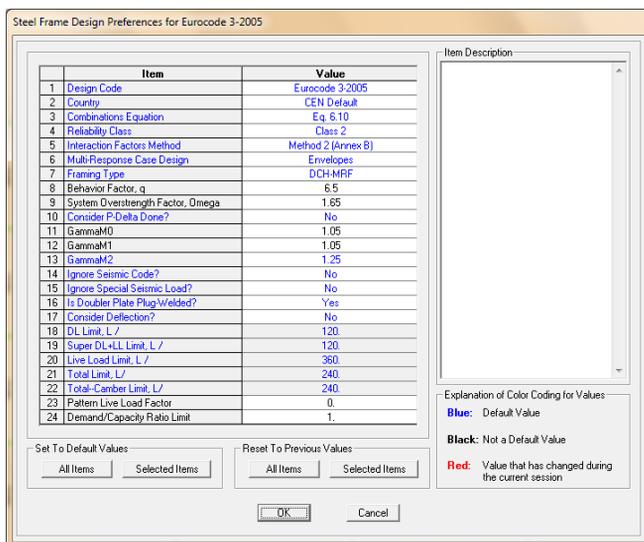


Figura 8.17: preferenze di progetto corrette

## 8.6 Verifica delle colonne

Una volta completata la procedura di progettazione delle travi e calcolato il valore del coefficiente  $\Omega$  è effettuare la verifica dell'intera struttura. Tale operazione può essere compiuta attraverso il comando Design > Steel Frame Design > Start Design/Check of Structure. I risultati del processo di verifica possono essere visualizzati attraverso il comando Design > Steel Frame Design > Display Design Info > P-M Ratio Colors & Values per quanto riguarda la verifica a sforzo assiale e flessione, oppure P-M Colors/Shear Ratio Values per quanto riguarda la verifica a taglio. Cliccando su una qualunque colonna col tasto destro sarà possibile avere accesso alla finestra dei dettagli di verifica. I risultati della verifica sono riportati in figura 8.18 e 8.19.

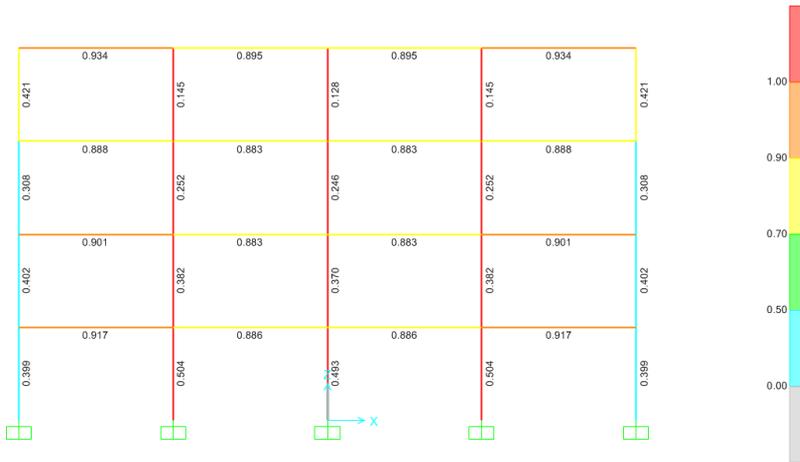


Figura 8.18: risultati della verifica P-M-M delle colonne in acciaio



Figura 8.19: risultati della verifica a taglio delle colonne in acciaio

## 8.7 Verifica dei rapporti di resistenza trave-colonna

La verifica dei rapporti di resistenza trave-colonna in accordo al punto 4.4.2.3 dell'EC8 viene condotta in automatico per le strutture a telaio in CDA e CDB una volta lanciata la verifica dell'intera struttura. I dettagli della verifica sono accessibili per tutte le combinazioni sismiche cliccando col tasto destro su una qualunque colonna e selezionando la stazione di estremità della stessa vedi figura 8.20.

## 8.8 Progetto delle nervature di continuità e delle imbottiture d'anima

Il progetto delle nervature di continuità e delle imbottiture d'anima è condotto in automatico per i nodi composti da colonne ad I con travi incidenti parallelamente all'anima della colonna, una volta lanciata l'analisi della struttura. I dettagli della verifica sono accessibili per tutte le combinazioni sismiche cliccando col tasto destro su una qualunque colonna e selezionando la stazione di estremità della stessa vedi figura 8.20.

LTB	Curve	alphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Ncr
	a	0.210	0.522	0.670	0.917	1.038	572836.169
Factors	kyy	0.983	kzy	0.983	kzz	1.123	
<b>SHEAR DESIGN</b>							
	Ved	Uc,Rd	Stress	Status	Ted		
Major (z)	18.661	311.948	0.368	OK	0.000		
Minor (y)	0.000	773.292	0.000	OK	0.000		
Reduction	Up1,Rd	Eta	LambdaBarW				
	311.948	1.200	0.356				
<b>CONTINUITY PLATE, DOUBLER PLATE AND BEAM/COLUMN RATIOS</b>							
	Cont. Pl.	Dbl. Pl.	BC Ratio				
Joint Design	Area	Thick	Major	BC Ratio	Minor		
	1124.042	23.183	0.915	0.000			

Figura 8.20: risultati della verifica dei rapporti di resistenza trave-colonna e della progettazione del nodo

---

## 8.9 Identificazione degli elementi non verificati

Una volta condotta la verifica della struttura possono essere facilmente individuati gli elementi che non soddisfano un determinato criterio di verifica semplicemente andando nel menu Design > Steel Frame Design > Display Design Info e, alla voce Design Output, scegliere fra:

- Identify P-M Failure: per identificare gli elementi non verificati per interazione fra flessione sforzo assiale
- Identify Shear Failure: per identificare gli elementi non verificati a taglio
- Identify All Failures: per identificare tutti gli elementi non verificati

Scegliendo l'ultima opzione accanto ad ogni elemento comparirà l'informazione riguardante il tipo di verifica non soddisfatta (vedi 8.21). Cliccando col tasto destro su tale elemento si avrà accesso alle informazioni complete circa la verifica in esame (vedi 8.22).



Figura 8.21: identificazione di tutti gli elementi non verificati

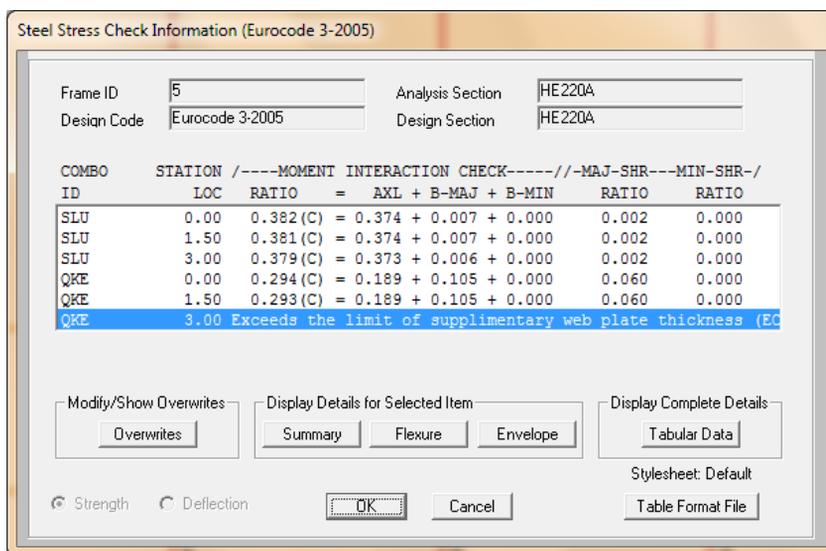


Figura 8.22: identificazione del tipo di verifica non soddisfatta

Parte III

Appendici



# Panoramica su Section Designer

## 8.10 Introduzione

In questo capitolo viene brevemente descritto il programma Section Designer incluso in SAP2000. Attraverso di esso si possono definire sezioni di forma qualunque e di materiale qualunque. Nel seguito verranno fatti alcuni esempi di utilizzo di Section Designer. Si svolgerà un quick tutorial per permettere al lettore di prendere subito confidenza con il programma. Verranno dati infine alcuni suggerimenti su come utilizzare Section Designer. Per maggiori chiarimenti ed approfondimenti si faccia riferimento al manuale Section Design Manual, presente in formato elettronico in ogni distribuzione del software.

## 8.11 Descrizione di Section Designer

Section Designer è un programma incluso in SAP2000, attraverso cui si possono definire sezioni di forma e materiale qualunque, anche miste. Il programma calcola automaticamente tutte le caratteristiche della sezione.

### 8.11.1 Come lanciare Section Designer da SAP2000

Aprire il programma SAP2000 e creare un nuovo modello oppure aprirne uno già impostato. Ai fini di questa nostra breve panoramica è sufficiente creare un modello di telaio preimpostato:

1. Impostare le unità di misura a KN, m, C, attraverso il menu a tendina in basso a destra della finestra principale del programma
2. Cliccare su File > New Model per aprire la finestra NewModel

3. In questa finestra cliccare su 3D Frames per aprire la finestra 3D Frames
4. Quindi cliccare su OK lasciando tutti i dati invariati
5. Si otterrà un telaio come quello riportato in figura 8.23

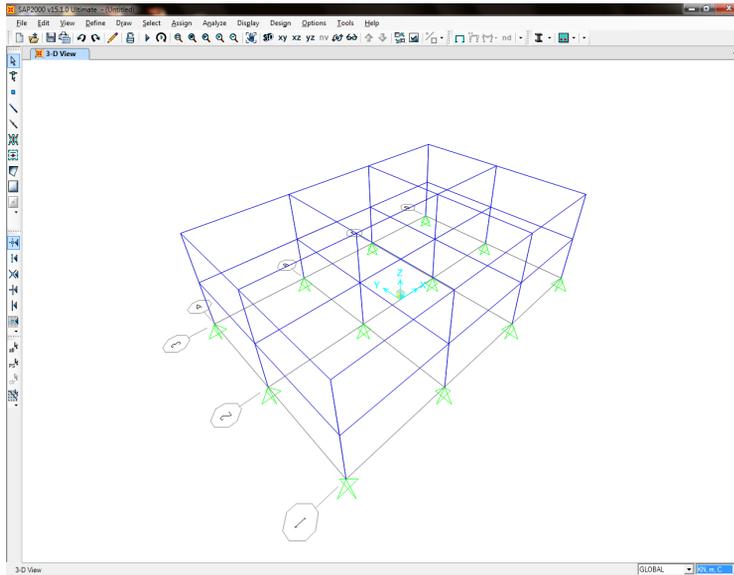


Figura 8.23: Modello di telaio creato attraverso i template predefiniti

Un ulteriore passo da fare prima di aprire Section Designer è quello di impostare la normativa con cui eseguire le verifiche in modo da poter tracciare i domini resistenti secondo le normative Europee. A tal fine si apra la finestra **Concrete Frame Design Preferences** attraverso il comando **Options > Preferences > Concrete Frame Design...** e s'imposti la normativa di progetto a EUROCODE 2-2004. Quindi si clicchi il tasto **OK**.

Per aprire il programma Section Designer utilizzare il comando **Define > Frame Sections...** per aprire la finestra **Frame Properties**. Da qui si clicchi sulla voce **Add SD Section** dal relativo menu a tendina. Quindi si clicchi **Add New Property...** Cliccare sulla voce **Add SD Section** dal relativo menu a tendina. Quindi cliccare su **Add New Property...**

Si aprirà la finestra **SD Section Data**. In questa finestra:

- Impostare il materiale a Calcestruzzo (*CONC*) sotto la voce *Base Material*
- Spuntare *Concrete Column* sotto la voce *Design Type*

- Lasciare spuntato *Reinforcement to be Checked* sotto la voce *Concrete Column Check/Design* al fine di eseguire una verifica sulla sezione.
- Infine cliccare il tasto **Section Designer...** sotto la voce *Define/Edit/Show Section*

Alla fine di questa procedura si aprirà la finestra di Section Designer. Si veda la figura 8.24

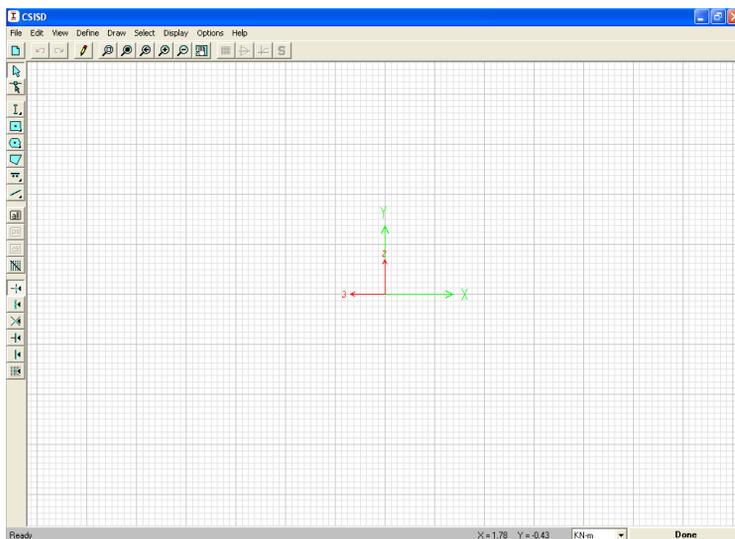


Figura 8.24: Finestra di Section Designer

### 8.11.2 L'interfaccia

L'interfaccia di Section Designer si presenta molto semplice. In essa si trova:

- La griglia su cui disegnare la sezione dell'elemento
- Le unità di misura che si stanno impostando (in basso a destra). Di default queste sono quelle impostate nella finestra principale di SAP2000
- La barra degli strumenti per la creazione della sezione a sinistra, in verticale.
- La barra con gli strumenti standard di creazione nuovo file, do e undo, refresh window, zoom. Questa barra è posizionata in alto a sinistra.
- Infine si hanno altri 4 tasti che sono cliccabili solo dopo aver definito la sezione. Questi 4 tasti servono per:

- Mostrare le proprietà della sezione;
- Mostrare il dominio resistente della sezione;
- Mostrare il diagramma momento-curvatura della sezione;
- Mostrare lo stress nella sezione;

*NOTA: quest'ultimo tasto non è presente in ETABS.*

Nella descrizione che segue si useranno i comandi che si trovano nei menu a tendina. Le stesse operazioni possono anche essere fatte attraverso i tasti presenti nelle barre brevemente descritte sopra.

Nelle sezioni che seguono si riportano degli esempi di creazione di sezioni. In questo modo si permette al lettore di essere da subito produttivo. Al solito si rimanda al manuale distribuito con il software per maggiori dettagli.

## 8.12 Alcuni esempi

Verranno presi in considerazione i seguenti esempi:

- Pilastro quadrato
- Trave di forma qualunque con presenza di foro
- Sezione composta calcestruzzo/acciaio
- PacMan

Una delle prime cose da fare è impostare correttamente la griglia. Per i nostri scopi è utile avere una griglia con linee guida ogni 0.1 m con linee minori ogni 2 cm.

Cliccare quindi su **Options > Preferences** per aprire la finestra **Preferences**. In questa finestra impostare a 0.1 il valore *Background Guideline Spacing* e a 4 il valore *Fine Grids between Guidelines* in modo da avere una suddivisione in 5 parti (figura 8.25). Cliccare quindi su **OK** per chiudere la finestra. Si può ingrandire la visualizzazione attraverso il comando **View > Zoom In One Step**.

### 8.12.1 Pilastro quadrato

Si vuole definire un pilastro quadrato di 50 cm di lato, armato con 16 $\phi$ 20 distribuiti nel perimetro della sezione, con un copriferro di 5 cm valutato dal bordo della trave all'asse della barra di acciaio.

I passi da seguire sono i seguenti:

1. Definire una sezione rettangolare attraverso il comando **Draw > Draw Solid Shape > Rectangle**. Il cursore cambierà forma.



- (b) Cliccare su **OK**. Si ottiene la sezione riportata in figura 8.27.

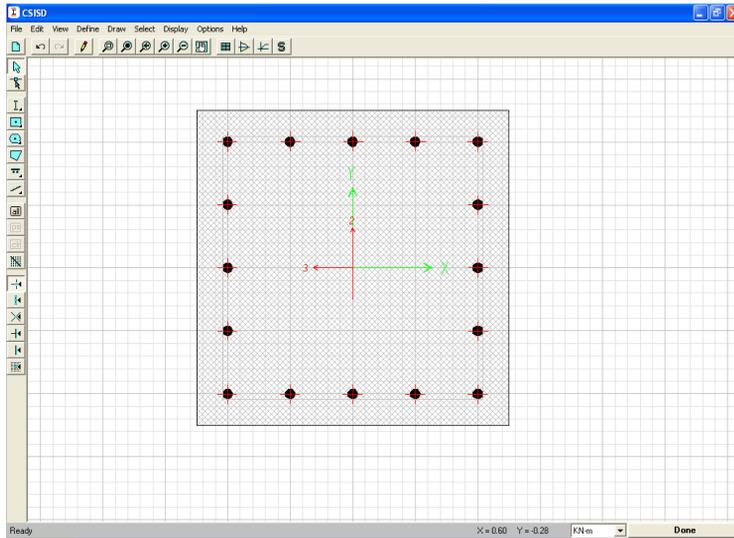


Figura 8.27: Sezione pilastro in calcestruzzo in Section Designer

6. Ora bisogna definire l'armatura. L'armatura nella sezione è di due tipi:
- (a) L'armatura d'angolo (corner)
  - (b) L'armatura di lato (edge)

Per operare delle modifiche, procedere come segue:

- (a) Cliccare con il tasto destro del mouse sopra una barra d'armatura d'angolo. Comparirà la finestra **Corner Point Reinforcement** (figura 8.28).

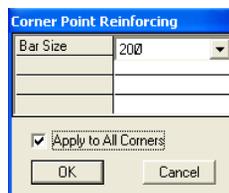


Figura 8.28: Finestra per la definizione delle barre d'armatura d'angolo

In questa finestra scegliere le barre di diametro  $\phi 20$  e spuntare la voce *Apply to All Corners*. In questo modo la variazione sarà effettuata

---

in tutti e quattro gli angoli. Cliccare infine su **OK** per chiudere la finestra.

- (b) Cliccare ora con il tasto destro del mouse in una barra d'armatura laterale. Si aprirà la finestra **Edge Reinforcing** (figura 8.29). In questa finestra scegliere le barre di diametro  $\phi 20$ , impostare il copriferro (Bar Cover) a 0.04 (4 cm) e spuntare la voce *Apply to All Edges*. In questo modo la variazione sarà effettuata in tutti e quattro i lati. Si è impostato il valore 4 cm perchè il programma considera come Bar Cover la distanza fra il bordo della sezione e il bordo della barra d'armatura. Cliccare infine su **OK** per chiudere la finestra. La sezione si presenta ora con le barre d'armatura della giusta dimensione.

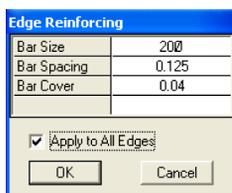


Figura 8.29: Finestra per la definizione delle barre d'armatura laterali

Ora la sezione è definita. Section Designer permette di ottenere delle informazioni sulla sezione appena definita:

- **Display > Show Section Properties...** permette di visualizzare la finestra **Properties** che mostra le proprietà della sezione (area, momenti di inerzia, raggi giroatori ecc). Si veda la figura 8.30. Cliccare su **OK** per uscire da questa finestra.
- Il comando **Display > Show Interaction Surface...** permette di visualizzare il dominio resistente della sezione. Si apre la finestra **Interaction Surface** che mostra il dominio resistente della sezione in forma tabellare esportabile, in forma grafica 2D ed in forma tridimensionale. Operando tramite i vari tasti presenti è possibile ruotare il dominio 3D per visualizzarlo da diversi punti di vista. Si veda la figura 8.31. Cliccare su **Done** per uscire dalla finestra.
- Attraverso il comando **Display > Show Moment-Curvature Curve...** aprire la finestra **Moment Curvature Curve** con il diagramma momento curvatura della sezione. A tal proposito si veda la figura 8.32.

La finestra riporta numerose altre informazioni (che sono anche esportabili). Cliccare su **Done** per uscire dalla finestra.

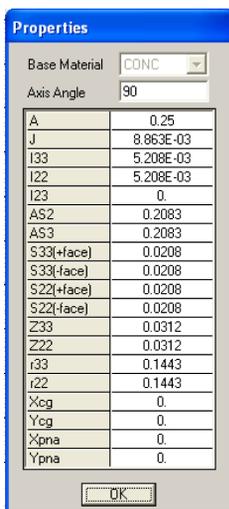


Figura 8.30: Finestra delle proprietà della sezione

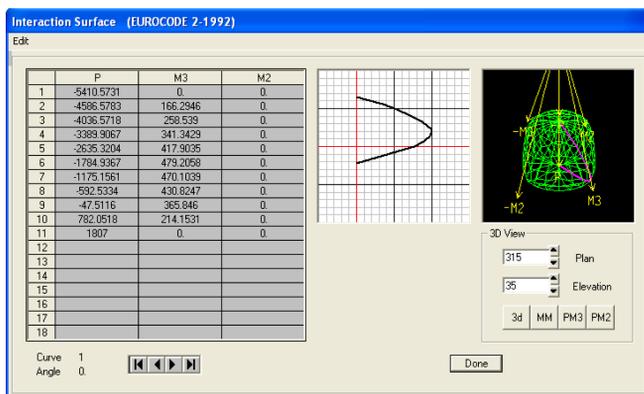


Figura 8.31: Dominio resistente della sezione

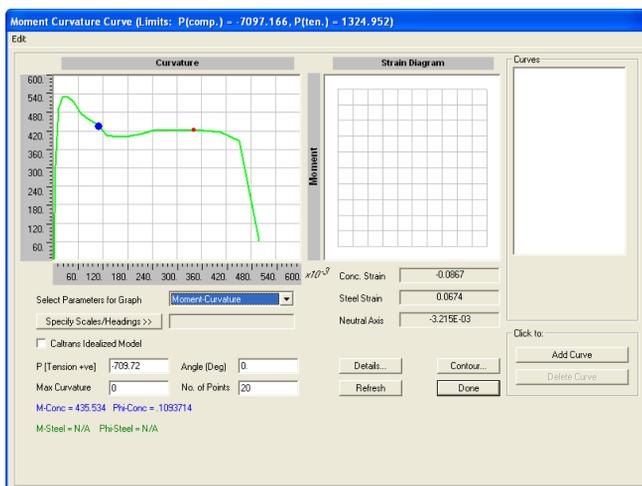


Figura 8.32: Diagramma momento curvatura della sezione

Cliccando il tasto **Done** in basso a destra della finestra principale di Section Designer, si ritorna a SAP2000. Si è nuovamente nella finestra **SD Section Data**. Cliccando **OK** si accetta la sezione che entra a far parte del database col suo nome di default FSEC1.

Cliccare infine su **OK** della finestra **Frame Properties** per tornare alla finestra principale di SAP2000. Ora la sezione può essere usata per un qualsiasi elemento del modello.

## 8.12.2 Trave di forma qualunque con foro

Può succedere di essere chiamati realizzare una trave con una sezione non standard, ad esempio con un foro al suo interno (come nel caso del passaggio di impianti). Utilizzando Section Designer è possibile definire una sezione qualunque e posizionare l'armatura in una posizione qualunque.

La sezione che si vuole modellare in Section Designer è quella riportata in figura 8.33. Come illustrato in figura si utilizzano armature principali  $\phi 20$  e armature  $\phi 16$  di confezione. Il copriferro è pari a  $5\text{ cm}$  misurato dal bordo di calcestruzzo all'asse della barra. Le dimensioni del foro sono  $30\text{ cm} \times 85\text{ cm}$ . La "scatola" di calcestruzzo che ricopre il foro per il passaggio di eventuali impianti ha uno spessore di  $15\text{ cm}$ . In questa parte, il copriferro viene preso pari a  $3\text{ cm}$ . Le staffe sono solamente rappresentate a fini grafici e il disegno non è in scala. Lo scopo è puramente quello di dare un esempio della flessibilità d'uso di Section Designer.

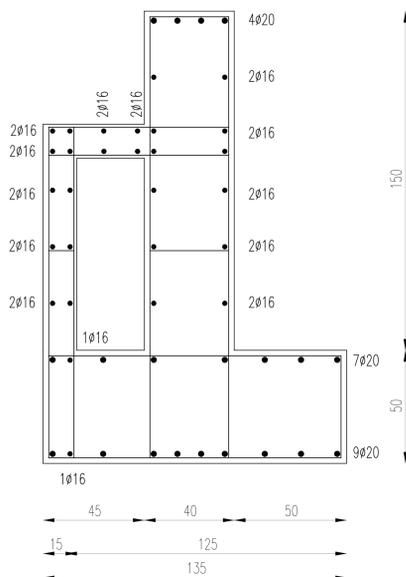


Figura 8.33: Sezione di trave in c.a. con foro all'interno

---

In quanto segue si riporteranno solamente i passi principali per la creazione della sezione, dando alcuni suggerimenti sui comandi da utilizzare. Per ottenere lo stesso risultato ci sono diverse vie: l'utente può, dopo aver acquisito le basi, utilizzare quella che ritiene più rapida e più conforme alle proprie esigenze.

Come precedentemente illustrato, per aprire il programma Section Designer utilizzare il comando **Define > Frame Sections...** per aprire la finestra **Frame Properties**. Cliccare sulla voce **Add SD Section** dal relativo menu a tendina. Quindi cliccare su **Add New Property...**

Si aprirà la finestra **SD Section Data**. In questa finestra:

- Impostare il materiale a Calcestruzzo (*CONC*) sotto la voce *Base Material*
- Spuntare *Concrete Column* sotto la voce *Design Type*. Anche se stiamo analizzando una trave si può utilizzare l'opzione per i pilastri in modo che il programma calcoli il dominio di rottura della sezione. In sede di verifica SAP2000 (ma anche ETABS), considera una pressoflessione in cui il carico assiale è nullo. Questo approccio presenta il vantaggio di includere nel calcolo anche le sollecitazioni di tipo torsionale.
- Lasciare spuntato *Reinforcement to be Checked* sotto la voce *Concrete Column Check/Design* al fine di eseguire una verifica sulla sezione.
- Infine cliccare il tasto **Section Designer...** sotto la voce *Define/Edit/Show Section*
- Il programma Section Designer viene avviato e compare la sua finestra base.

Di seguito si riporta la traccia da seguire per la creazione della sezione:

1. Per prima cosa bisogna disegnare la forma della sezione. Un modo per farlo è quello di utilizzare il comando **Draw > Draw Poly Shape**. Si suggerisce di procedere disegnando la sezione in due parti sovrapposte come illustrato in figura 8.34.

Per farlo usare prima il comando **Draw > Draw Poly Shape** per disegnare una sagoma che assomigli a quella desiderata. Quindi utilizzare il comando **Draw > Reshape Mode** per assegnare punto per punto le giuste coordinate. Il risultato finale è quello di figura 8.34.

2. Create le due forme sovrapposte, utilizzare il comando **Edit > Merge Areas** per unire le due aree.
3. Si tratta ora di posizionare l'armatura nella sezione secondo lo schema di figura 8.33. I comandi da utilizzare sono:

- **Draw > Reinforcing Shape > Line Pattern**

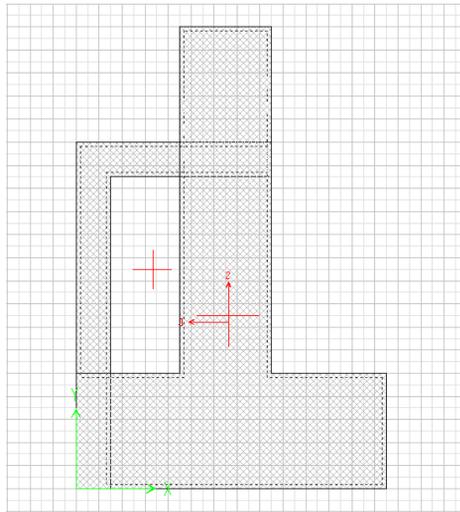


Figura 8.34: Disegno di due figure sovrapposte

• **Draw > Reinforcing Shape > Single Bar**

Le armature nella sezione sono state disegnate utilizzando talvolta il comando **Line Pattern** e talvolta il comando **Single Bar** come illustrato in figura 8.35.

- (a) Il comando **Line Pattern** permette di tracciare una linea in cui disporre una serie di barre di armatura. Una volta invocato il comando si clicca sul primo estremo della linea e poi sul secondo. Appariranno le barre di armatura distribuite uniformemente lungo la linea tracciata. Cliccando col tasto destro sopra una qualunque delle barre della linea apparirà la finestra riportata in figura 8.36.

In questa finestra è possibile modificare a piacimento:

- la posizione della linea d'armatura ( $X1, Y1, X2, Y2$ )
- la spaziatura fra una barra e l'altra (Bar Spacing)
- la dimensione delle barre (Bar Size)
- la presenza o meno delle barre posizionate alle estremità della linea (End Bars)

Per posizionare e definire nel modo desiderato le barre d'armatura disposte secondo una linea si agisca su questi parametri.

- (b) Il comando **Single Bar** permette di posizionare una barra singola d'armatura in un punto qualunque all'interno della sezione. Dopo aver





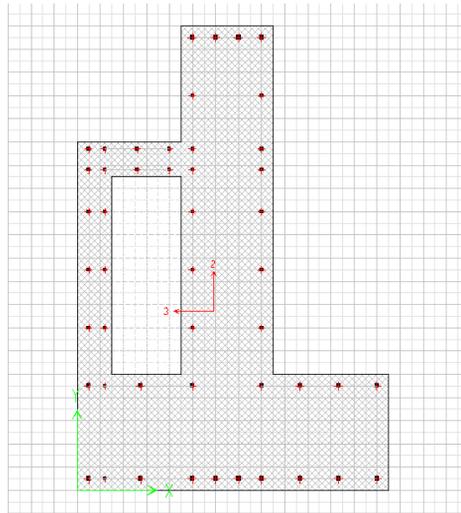


Figura 8.38: Sezione della trave con le armature

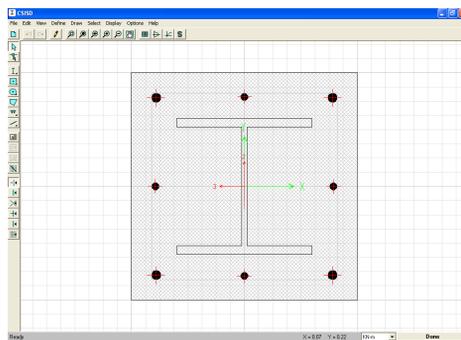


Figura 8.39: Sezione composta acciaio-calcestruzzo



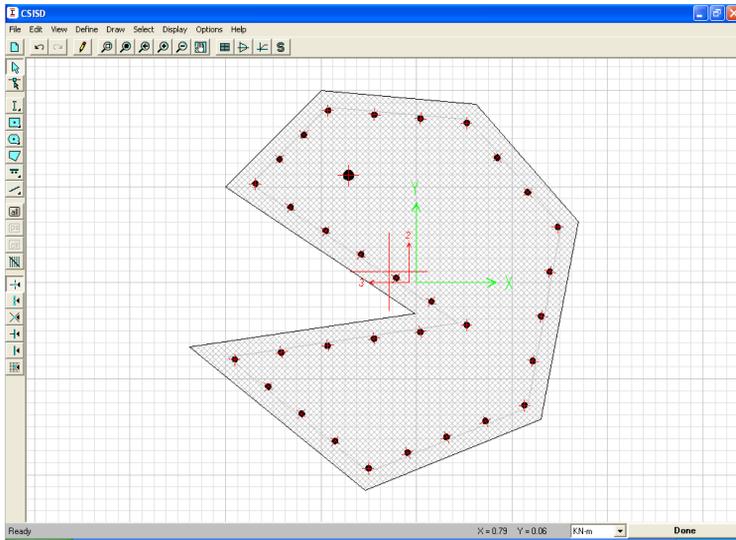


Figura 8.41: Sezione PacMan