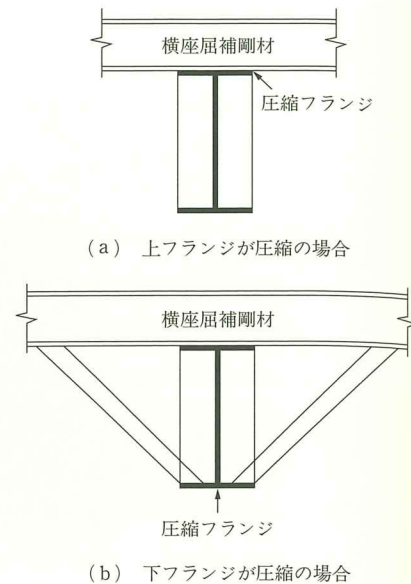
図 C 5.2.18 横座屈補剛材の所要剛性^{5.21)}

図 C 5.2.19 梁に設ける横座屈補剛材

要曲げ剛性に対しては、圧縮側フランジに配された横座屈補剛材と同じ効果を持たなければならないとの考えから、補剛点での圧縮側フランジに許される横移動量は、圧縮側フランジに横座屈補剛材を取り付けた場合の所要剛性より算出される横移動量 ($F=0.02 \cdot C$ が作用したとき $\delta \leq l_b/250$) と等しいとして、引張側フランジに配する横座屈補剛材の所要曲げ剛性を検討する方法を 5.5 節の例題 2 に示している。

また、近年の研究では、局部座屈との連成を考慮した横座屈補剛材に要求される性能についても検討され^{5.22), 5.23)}、梁耐力として全塑性モーメントを確保するための必要補剛剛性が提案され、等曲げ時の必要補剛力は $0.02 \cdot C$ 以上になることもあったと指摘されている。さらに、偏心補剛された H 形鋼圧縮部材では、ウェブの変形によって補剛効果が低減すること^{5.24)}、偏心量によっては平均で $0.03 \cdot C$ 、最大 $0.04 \cdot C$ の補剛力が発生することも指摘されており^{5.25)}、補剛剛性および補剛力の算定には注意が必要である。

5.3 指針規定を満足する梁の塑性変形能力

1.4 節に述べたように、塑性設計を行う上では、梁に横座屈補剛などを配置して横座屈を防止し、骨組が十分な塑性変形能力を有する必要がある。5.2 節では、梁の塑性変形倍率がおおむね 3 程度あることが示されており、4 章における幅厚比制限値を満足する場合にも梁の塑性変形倍率がおおむね 3 を確保できることが示されている。しかし、初版、2 版において規準を満たす部材が確保しうる塑性変形能力が明確ではなかったこと、さらに繰返し荷重を受ける梁の塑性変形能力に関しては明らかではないことから、文献 5.2) では、有限要素解析を実施し、本指針の規定を満足する繰返し荷重を受ける梁の塑性変形能力についてまとめている。なお、この文献では、梁全長にわたって

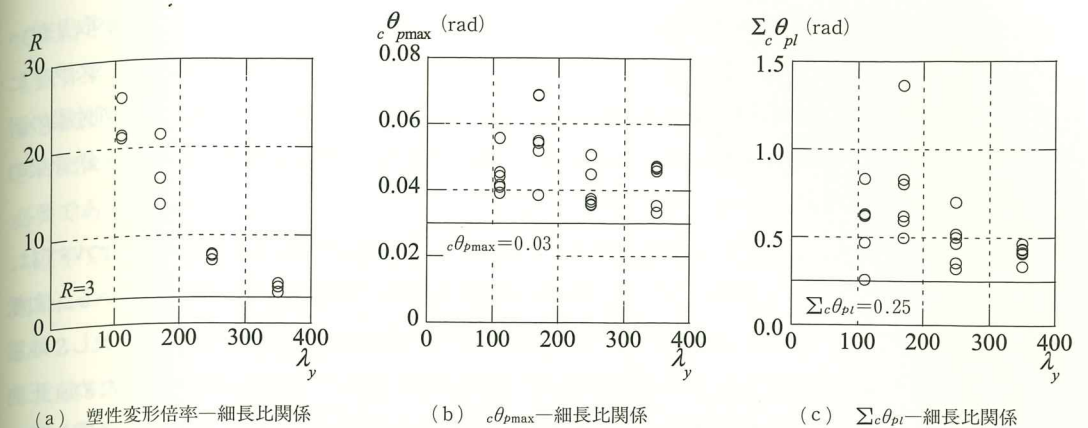


図 C 5.3.1 数値解析による繰返し荷重を受ける梁の塑性変形能力

(5.2.1) 式を適用している。

繰返し逆対称曲げを受ける単純梁において、横座屈補剛材を配置した位置の断面中心に本指針に規定された軸剛性を有するばねを配置したモデルを対象とする。400 N 級鋼材、弱軸まわりの細長比 $\lambda_y = l/i_y = 110 \sim 350$ に相当する材長 l を対象とし、载荷履歴は、変形角 0.015 rad, 0.030 rad, 0.045 rad, 0.06 rad, 0.075 rad を振幅として繰返し漸増载荷し、耐力が最大耐力以降、全塑性モーメントに低下するまで解析している。

図 C 5.3.1 に梁の塑性変形倍率 R 、 $c\theta_{pmax}$ 、 $\Sigma c\theta_{pl}$ と λ_y の関係を示す。1.5 節に示したように、 R は梁の限界塑性変形を最大耐力以降全塑性モーメントまで低下した時点とし、その時の変形角を θ_u として骨格曲線から算出した塑性変形倍率 $R(=\theta_u/\theta_p-1)$ 、 $c\theta_{pmax}$ は最大塑性変形角、 $\Sigma c\theta_{pl}$ は累積塑性変形角である。

解析モデルには幅厚比と細長比が本指針の制限値に近い条件のモデルもあり、横座屈と局部座屈が連成して耐力低下を起こしているものも含まれている。そのような場合も含め、梁の塑性変形倍率は材長が長い程低下する傾向にあるが、本指針の補剛規定に従った場合、繰返し载荷下においても $R=3$ 以上である。また、 $c\theta_{pmax}$ 、 $\Sigma c\theta_{pl}$ と細長比の関係は、塑性変形倍率ほど明瞭な傾向は見られないが、 $c\theta_{pmax}=0.03$ rad、 $\Sigma c\theta_{pl}=0.25$ rad 以上を示している。これらを保有塑性変形能力の目安とする。

5.4 スラブ付梁

5.4.1 スラブ付梁の耐力

完全合成梁として評価できるスラブ付梁の耐力は、次式を用いて算定する。

$$M_{cr} = M_P$$

(5.4.1)

記号

 M_{cr} : 梁の横座屈耐力 M_P : 鉄骨梁の全塑性モーメント

前節までは、鉄骨梁に関してまとめている。しかし、実際の梁の多くは床スラブや柱が取り付けられている。スラブ付梁の耐力やスラブの補剛効果については、実験的・解析的に検討され、スラブには補剛効果が期待できることが示されてきている。このことを受けて本指針では、スラブ付梁の耐力は、横座屈補剛材が取り付けしていない場合でも、一般的な材長の完全合成梁であれば、鉄骨梁の全塑性モーメントまで確保できることとした。

スラブ付梁の耐力は、スラブの合成効果により、正曲げ、負曲げで異なり、その耐力については、「鋼構造限界状態設計指針・同解説」^{5.1)}や「各種合成構造設計指針・同解説」^{5.26)}に示されている。文献5.1)、5.26)に示されるように、スラブ付梁の最大耐力は鉄骨梁耐力よりも上昇する。しかし、地震力のような繰返し载荷を受けると、負曲げ時にスラブが引張りを受けて亀裂が発生するため、正曲げ時の合成効果が減少し、亀裂が再接触するまでは合成効果が期待できない。この点を考慮して、本指針におけるスラブ付梁の耐力は鉄骨梁の全塑性モーメントとした。なお、柱梁耐力比を検討する場合には、10.3節で述べるように、スラブの合成効果によって梁耐力が上昇することに注意する必要がある。

梁の材長に沿って連続的に取り付くスラブに高い横補剛効果があることは、近年の研究で明らかになってきている^{5.5),5.27),5.28)}。文献5.27)では、梁の材長、ウェブの幅厚比、床スラブの有無をパラメータとした梁の繰返し载荷実験が報告され、スラブ付梁では完全合成梁を対象としている。図C5.4.1に文献5.27)の実験結果の一例を示す。横座屈補剛がなくとも、スラブによって耐力および塑性変形能力が向上していることが明らかである。

図C5.4.2は、文献5.5)にまとめられたデータベースより、スラブ付実験の最大耐力と横座屈細長比の関係を示す。ここでは、完全合成梁の1/2以上のスタッドを有するスラブ付梁を対象としており、負曲げを受ける等曲げ梁は対象としていない。ここで対象とした実験データでは、最大耐力は全塑性モーメントとして問題ないと考えられる。しかし、不完全合成梁の場合の検討については十分ではないため、今後、詳細な検討が必要である。

以上より、床スラブが鉄筋コンクリート構造であり、梁の上フランジとシアコネクタなどによ

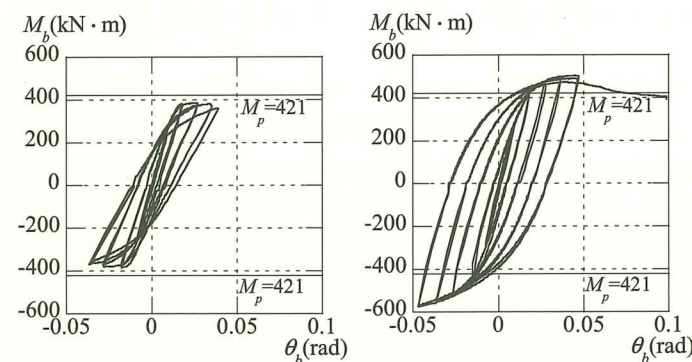


図 C5.4.1 スラブ付梁の実験^{5.27)}

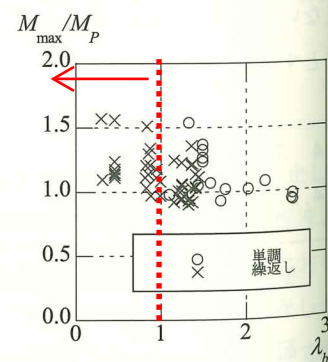


図 C5.4.2 スラブ付梁の最大耐力

て緊結された完全合成梁である場合、補剛効果は十分あると考えられるので、横座屈補剛がなくとも鉄骨梁の全塑性モーメントを梁耐力とすることができ。しかし、焼抜き栓溶接の場合は、十分な合成効果を期待できないため対象外とする。また、梁せいとスラブ厚の比や細長比がきわめて大きい梁については、十分な塑性変形能力が確保できないおそれが指摘されており^{5.28)}、今後、検討が必要である。

近年では、折版屋根を横方向補剛として評価する研究なども積極的に行われ、スラブ以外の拘束効果についても明らかにされつつある^{5.29)}。

5.4.2 スラブ付梁の塑性変形能力

文献5.5)より、図C5.4.3に横座屈補剛がないスラブ付梁の繰返し载荷実験より得られた塑性変形能力についてまとめる。実験データの中には、不完全合成梁が含まれているが、いずれも、完全合成梁の1/2以上のスタッドを有している。塑性変形倍率 R は骨格曲線から求め、鉄骨梁の全塑性モーメント時の変形角を θ_p とし、鉄骨梁の全塑性モーメントまで耐力が低下した時の変形角を θ_u として求めている。本図より、繰返し载荷実験においてもおおむね $R=2$ 以上を有することがわかる。スラブ付梁は、下フランジの変形を拘束できないため、横座屈補剛付梁よりも塑性変形能力が小さくなる傾向がある。

実験結果との比較により、塑性変形倍率とスラブ補剛効果の評価方法について検討されている。層間変形角を決定すると、必要な塑性変形倍率とスパン、梁せいが(C5.4.1)式で関係づけられる。また、横座屈を伴う梁の塑性変形倍率が(C5.4.2)式で提案されている^{5.30)}。

$$\text{両端柱のとき} \quad R = \frac{3 \cdot \theta}{\varepsilon_Y \cdot f} \cdot \frac{D}{l} - 1 \quad (\text{C5.4.1.a})$$

$$\text{一端柱、他端梁のとき} \quad R = \frac{1.5 \cdot \theta}{\varepsilon_Y \cdot f} \cdot \frac{D}{l} - 1 \quad (\text{C5.4.1.b})$$

ここに、 R : 塑性変形倍率 ($=\theta_u/\theta_p-1$)、 D : 梁せい、 l : 梁スパン、 θ : ある層間変形角時の部材の変形角、 f : 形状係数 (= 塑性断面係数/断面係数)、 ε_Y : 降伏ひずみ

$$R = \frac{1}{\lambda_b^2} - 1 \quad (\text{C5.4.2})$$

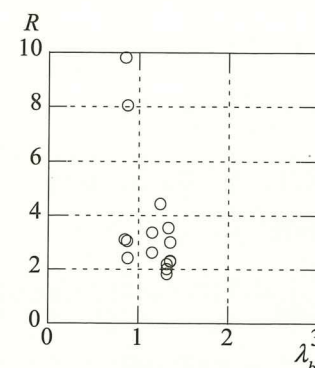


図 C5.4.3 スラブ付梁の塑性変形能力

ここに、 R ：塑性変形倍率 ($=\theta_u/\theta_p-1$)、 λ_b ：横座屈細長比 ($=\sqrt{M_P/slbM_e}$)、 M_P ：梁の全塑性モーメント、 $slbM_e$ ：スラブの横座屈拘束効果を考慮した梁の弾性横座屈モーメント^{5.30)}

(C5.4.1)式から必要塑性変形倍率を決定して(C5.4.2)式より該当する横座屈細長比を算出し、その横座屈細長比を満足するようなスラブの水平剛性および回転剛性を有するスラブであれば、補剛は不要と考えられる。文献5.30)のように、スラブの補剛効果については現在研究が進められているが、これらの知見を指針に反映させるためには、今後、より詳細な検討が必要である。

5.5 例 題

図C5.5.1に示すH形断面梁H-300×150×6.5×9(SN400)において、上端が圧縮状態の場合と下端が圧縮状態の場合について、C-100×50×20×2.3を横座屈補剛材として配置する場合を検討する。梁の断面諸量は、 $A=4\,678\text{ mm}^2$ 、 $A_f=1\,350\text{ mm}^2$ 、 $i_y=32.9\text{ mm}$ 、 $Z_{Px}=5.42\times 10^5\text{ mm}^3$ 、全塑性モーメントは $127\text{ kN}\cdot\text{m}$ である。また、補剛材の断面諸量は、 $A_b=517.2\text{ mm}^2$ 、 $Z_b=16\,100\text{ mm}^3$ 、 $I=807\,000\text{ mm}^4$ である。なお、補剛材は十分耐力が発揮できるものとする。

【例題1】上端が圧縮状態の場合

図C5.5.2に示すように、梁上端が圧縮状態であり、C-100×50×20×2.3を梁の上フランジに配置する場合について検討する。

横座屈補剛間長さについて、(5.2.1)式より検討する。

$$\frac{\bar{M}}{M_P} = -\frac{1.00 \times 10^9}{1.27 \times 10^9} = -0.79 < -0.5 \Rightarrow \frac{l_b \cdot D}{A_f} \leq \frac{0.29}{\sigma_Y/E} \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq \frac{2.0}{\sqrt{\sigma_Y/E}}$$

所要横座屈補剛間長さは $l_{breq} = \min(1\,138\text{ mm}, 1\,943\text{ mm})$

よって $l_{breq} = 1\,138\text{ mm} > 1\,100\text{ mm}$ OK

補剛力および補剛剛性について、(5.2.2)式、(5.2.3)式より検討する。

支点に加えるべき横方向力 F は、 $F=0.02 \cdot C$ 、 $C=\sigma_y \cdot A/2$ より以下となる。

$$F = 0.02 \times 235 \times 4\,678 / 2 = 1.10 \times 10^4\text{ N}$$

一方、補剛力によって発生する補剛材の応力は、以下となる。

$$\sigma_t = \frac{1.10 \times 10^4}{517.2} = 21.3\text{ N/mm}^2 < 235\text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

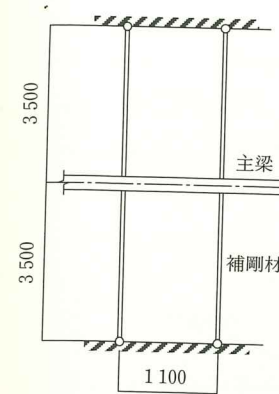
所要剛性は、 $k \geq 5.00 \cdot C/l_b$ より以下となる。

$$k \geq 5.00 \cdot \frac{C}{l_b} = 5.00 \times \frac{235 \times 4\,678}{2 \times 1\,100} = 2\,498\text{ N/mm}$$

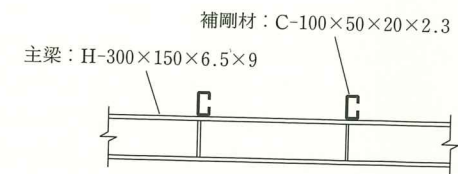
本例題の補剛材は、図C5.5.1に示すように長さ3.5mのところでは補剛材により移動が拘束されているとすると、この補剛材の軸方向剛性は、

$$k = \frac{2 \cdot A_b \cdot E}{l} = \frac{2 \times 517.2 \times 2.05 \times 10^5}{3\,500} = 60\,586\text{ N/mm} > 2\,498\text{ N/mm} \quad \text{OK}$$

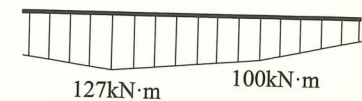
横座屈補剛間長さ、補剛力、補剛剛性のいずれも満足していることを確認した。



図C5.5.1 梁伏図



(a) 梁と横座屈補剛材



(b) 曲げモーメント分布

図C5.5.2 梁上端が圧縮状態の梁

【例題2】下端が圧縮状態の場合

図C5.5.3に示すように、梁下端が圧縮状態であり、C-100×50×20×2.3を梁の上フランジに配置する場合について検討する。

補剛材の間隔については、例題1と同様であり、所要横座屈補剛間長さは $l_{breq} = 1\,138\text{ mm}$ となる。

$$l_{breq} = 1\,138\text{ mm} > 1\,100\text{ mm} \quad \text{OK}$$

補剛点に加わる力は例題1と同じく $F=1.0 \times 10^4\text{ N}$ であり、梁の下側が圧縮であるから、下フランジに作用させる。図C5.5.4(a)に示すような構造を考えると、図C5.5.4(b)のような曲げモーメントが生じ、その大きさは以下である。

$$M = \frac{1}{2} \times 1.10 \times 10^4 \times \frac{3\,150 \times 350}{3\,500} = 1.73 \times 10^6\text{ N}\cdot\text{mm}$$

C-100×50×20×2.3には、軸力に加えて曲げモーメントが生じる。その影響を考慮した補剛材の応力は、以下となる。

$$\sigma = \frac{F/2}{A_b} + \frac{M}{Z_b} = \frac{1.10 \times 10^4}{2 \times 517.2} + \frac{1.73 \times 10^6}{16\,100} = 118.1\text{ N/mm}^2 < 235\text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

次にたわみ制限値を用いて、曲げ剛性の検討を行う。上記の横力 F が作用したときの圧縮フランジ横方向変位は、補剛材の軸方向変位 δ_1 と図C5.5.4(c)に示すような曲げによる変位 δ_2 の和である。軸方向変位 δ_1 は、以下である。

$$\delta_1 = \frac{1.10 \times 10^4 \times 3\,150}{2 \times 2.05 \times 10^5 \times 517.2} = 0.17\text{ mm}$$

δ_2 は、単純梁のたわみの公式より以下となる。

$$\delta_2 = \frac{1.10 \times 10^4 \times 1/2 \times 350^2 \times 3\,150^2}{3 \times 2.05 \times 10^5 \times 8.07 \times 10^5 \times 3\,500} = 3.85\text{ mm}$$

よって、 $\delta = \delta_1 + \delta_2 = 4.02\text{ mm}$