

鋼製ラーメン隅角部のじん性向上に関する解析的研究

山口栄輝¹, 仰木芽久美², 南野能克², 久保知徳², 久保喜延³

¹ 正会員 Ph.D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

² 学正会員 九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

³ 正会員 工博 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

1. はじめに

都市高架道路においては、薄肉箱形断面部材で構成された鋼製ラーメン橋脚が数多く建設されている。その安全性確保には、大きな断面力の作用する可能性がある上に、せん断遅れによる応力集中も生じる梁と柱の接合部(隅角部)の設計が重要となる。隅角部における応力集中に関しては奥村らの研究¹⁾がよく知られており、その研究成果に基づいた弾性設計がこれまで種々の設計基準として採用されてきた。この設計法によれば、鋼製ラーメン橋脚隅角部の板厚は部材一般部に比べてかなり大きくなり、建設時に多大な労力を要することもある。

1995年の兵庫県南部地震以降、大きな繰り返し荷重下での変形挙動の把握が耐震設計上重要となり、単柱形式の鋼製橋脚などでは実験的・解析的に数多くの研究がなされ、巨大地震時の変形挙動もほぼ予測できるようになってきた²⁾。それに比して、隅角部の変形挙動に関しては、耐力や変形能に関する研究も行われてきてはいるものの、巨大地震に対する隅角部の設計方針が確立された状況にあるとは言い難い。

本論文では、先に池田ら³⁾により行われた鋼製ラーメン隅角部の実験を参考にして、隅角部の板厚、ハンチの有無、ハンチの大きさ・鋼種がじん性に及ぼす影響を解析的に検討する。本解析では、汎用有限要素解析プログラムであるABAQUS⁴⁾を使用する。

2. 解析条件

(1) 解析モデル

池田らの載荷実験³⁾で用いられたG-1供試体の概略を図-1に示している。載荷点側の部材を梁、反対側の部材を柱と呼び、板厚が大きくなった区間とハンチを合わせた領域(図-1の斜線部)を本研究では隅角部と定義する。梁・柱部材はいずれも箱形断面であり、同じ断面寸法、長さとなっている。諸元は表-1にまとめている。また、ハンチの曲率半径は200mm、ハンチおよびダイアフラムの板厚はそれぞれ12mm、7mmである。隅角部の板厚は平均応力をもとに設計され、16mmである(せん断遅れの影響を考慮して板厚を定めると、22mmとなる³⁾)。幅厚比は、柱・梁部材の一般部のフランジ、ウェブでそれぞれ0.780、0.723、隅角部フランジ、ウェブで0.550、0.510である。また、この供試体に用いられた鋼材はSM490である。

G-1は、隅角部内側に曲線型ハンチを取り付けた構造形式となっている。ここでは、G-1のハンチを取り外したモデル(H-1と呼称)、ハンチの大きさを半分(曲率半径100mm)にしたモデル(J-1と呼称)、ハンチを取り外しせん断遅れの影響を考慮して隅角部の板厚を定めたモデル(H-3と呼称)を解析対象とする。さらに、G-1、J-1においては、ハンチの材質をSS400に替えた解析も実施する。ハンチにSS400を使用した解析モデルは、モデル名の末尾にSSを付加して区別する。なお、本研究では、各解析において、荷重-変位曲線、変形性状、梁・柱接

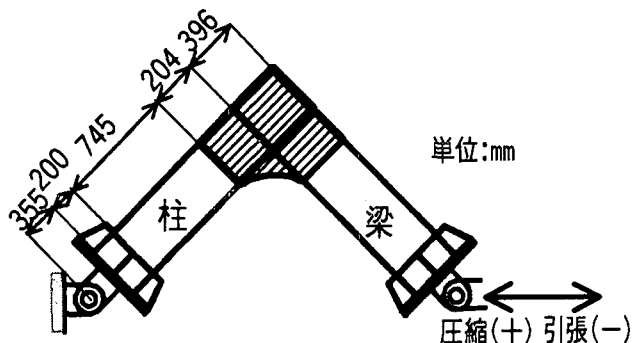


図-1 G-1 供試体概略図

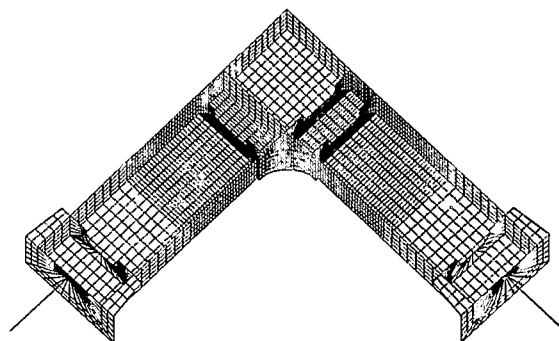


図-2 要素分割

表-1 G-1 供試体の諸元

柱・梁部材		隅角部板厚
フランジ	ウェブ	
410mm × 12mm	380mm × 12mm	16mm

合部の直ひずみ、隅角部ウェブパネルのせん断変形について検討する。

有限要素解析においては、対称性を考慮し、供試体の1/2のみを解析対象とする。図-2にG-1の解析で用いる要素分割を示す。使用した要素数はシェル要素 4096個、梁要素2個である。梁要素は供試体端部の載荷治具の部分に該当しており、剛としている。初期たわみと残留応力は無視する。

構成則には三曲面モデル⁵⁾を採用し、ユーザーサブルーチンでABAQUSに組み込んで解析を行う。実験供試体に用いられた鋼材(SM490)については一軸引張試験が行われており、その結果をもとにして三曲面モデルのパラメータ値を定める。一方、SS400については、標準的な応力-ひずみ曲線²⁾をもとに、三曲面モデルのパラメータ値を定めることとする。そのようにして定めた真応力と対数塑性ひずみの関係を図-3に示す。

(2) 載荷方法

池田らの実験³⁾では、図-1に示すように、両端をヒンジ固定(一端は水平方向可動)し、梁部材端部の変位制御により載荷された。具体的には、フランジ隅角部近傍における軸方向ひずみの平均値が降伏ひずみに達した時点を降伏点とし、その時の変位 δ_y を用いて、 $\delta_y \rightarrow 2\delta_y \rightarrow 3\delta_y \rightarrow \dots$ と次第に振幅を大きくしながら各振幅で3サイクルずつ繰り返す載荷法が採用されている(図-

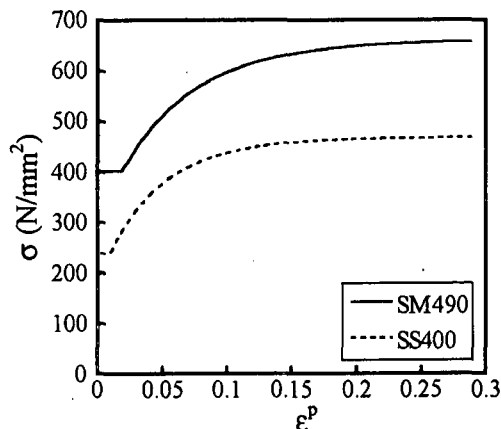


図-3 真応力-対数塑性ひずみ関係

4)。圧縮、引張の定義は図-1に示す通りであり、圧縮が正、引張が負として取り扱われている。

この載荷方法に基づいたG-1の解析結果として、載荷点での水平荷重 H と水平変位 δ の関係を実験結果とともに図-5に示している。最大耐力以降の劣化域で解析結果は耐力を小さめに評価しているが、鋼製橋脚の耐震設計で重要となるのは耐力が若干低下するまでの変形挙動であること⁶⁾、この種の繰り返し載荷実験ではその結果にばらつきが見られること⁷⁾などを考慮すれば、本解析法により耐震性を実用上十分に評価し得ると判断される。

ところで、鋼製橋脚の載荷実験では、各振幅1サイクルずつの繰り返し載荷が行われることも多い⁷⁾。繰り返し回数の違いは最大耐力以降の劣化域で顕著となり、サイクル数の多い載荷の方が耐力低下の度合いが大きい⁸⁾。耐震設計で重要なのは耐力が若干低下するまでの変形挙動であることや実験結果のばらつきを考えれば、耐震特性の把握には、1サイクル載荷による検討でも実用上は十分と思われる。そのため、次章に記す本研究の解析では、図-4のような振幅が漸増する変位制御法を採用す

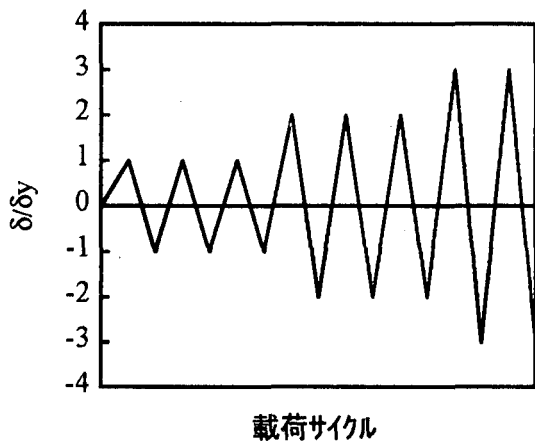


図-4 載荷点の水平変位履歴

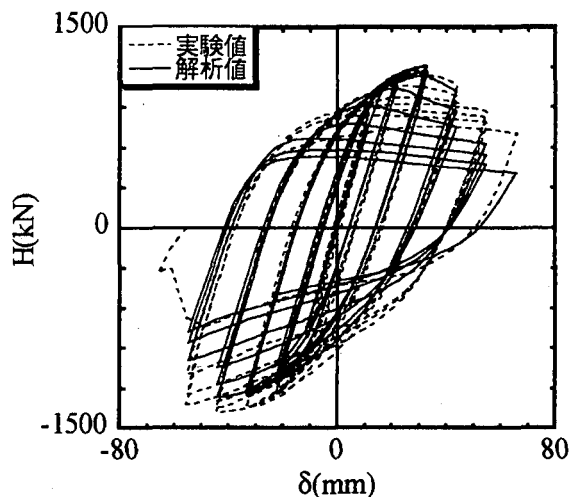
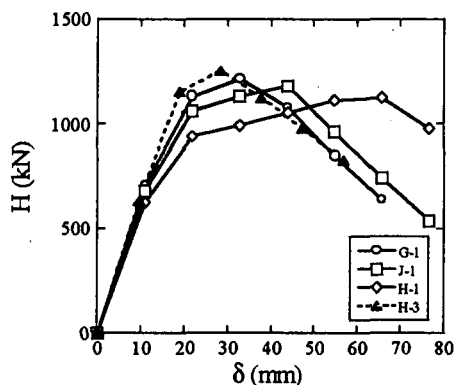
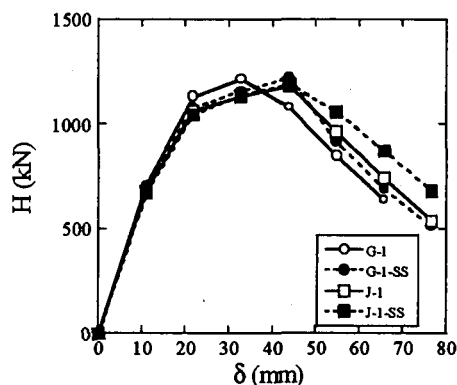


図-5 水平荷重－水平変位関係 (G-1)



(a) SM490 使用



(b) SM490 と SS400 の比較

図-6 水平荷重－水平変位関係 (包絡線)

るものの、各振幅ごとの繰り返し回数は1サイクルとする。なお、H-3の δ_y は9.5mm、他の解析モデルの δ_y は11mmである。

3. 解析結果および考察

(1) 荷重－変位関係

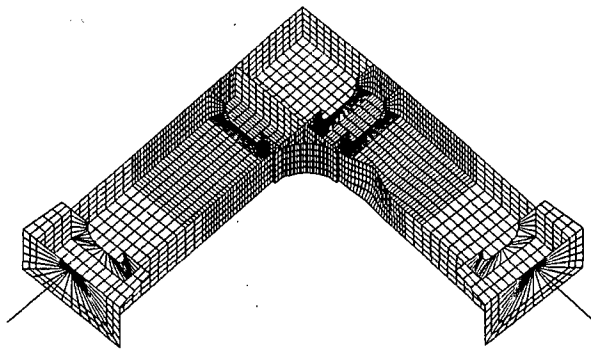
載荷点での水平荷重 H －水平変位 δ 曲線の第一象限における包絡線を図-6にまとめている。図-6(a)に示す解析結果を見ると、G-1のハンチの大きさを半分にした(J-1)、さらには完全に取り外して(H-1)隅角部の剛性を減少すると、最大耐力は若干小さくなるものの、最大耐力点の変位は増加している。また、ハンチを完全に取り外しても、せん断遅れの影響を考慮して隅角部の板厚を定める(H-3)と、最大耐力は若干異なるものの、ハ

ンチをつけた場合とほぼ同じ変形挙動を示すことが理解される。

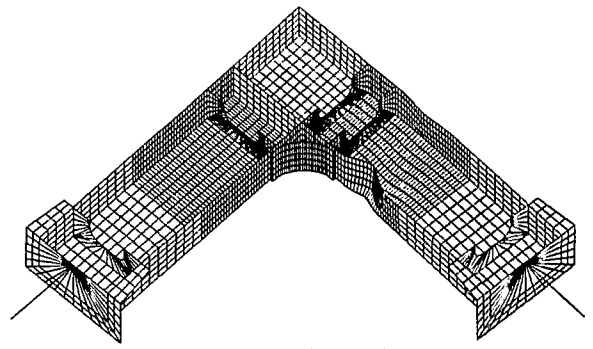
次に図-6(b)から理解されるように、ハンチの鋼材をSS400としたG-1-SSの最大耐力はG-1とほぼ同じ大きさであるが、最大耐力点の変位はG-1-SSの方が大きくなっている。しかしながら、最大耐力点以降の劣化域においては、G-1の水平荷重－水平変位曲線に漸近していく。J-1-SSの結果をJ-1の結果と比較すると、最大耐力まではほぼ同じであるが、劣化域の勾配はJ-1-SSの方が緩やかになっている。

(2) 変形状

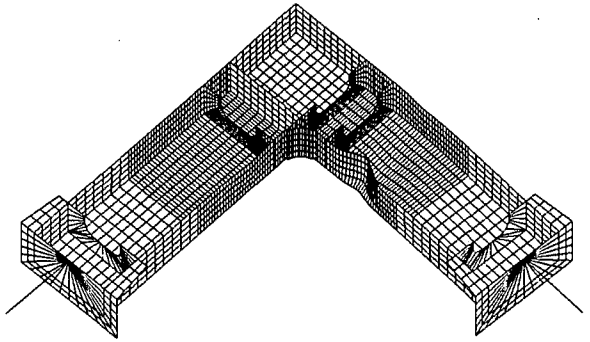
すべての解析において、局部座屈は最大耐力付近で生じ始め、その初期段階においては梁部材、柱部材の両方で面外変形が認められた。しかしながら、変形が進むに



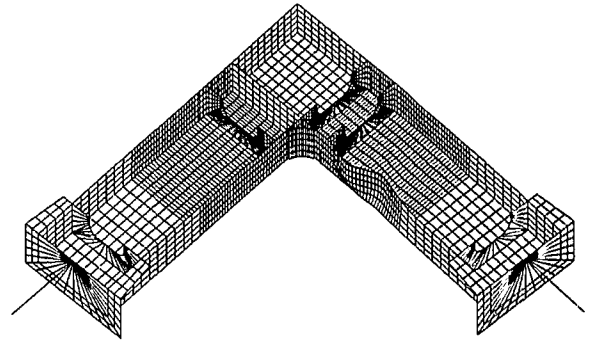
(a) G-1 (+5 δy)



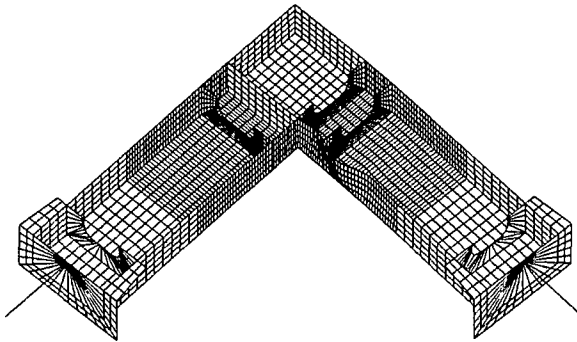
(b) G-1-SS (+6 δy)



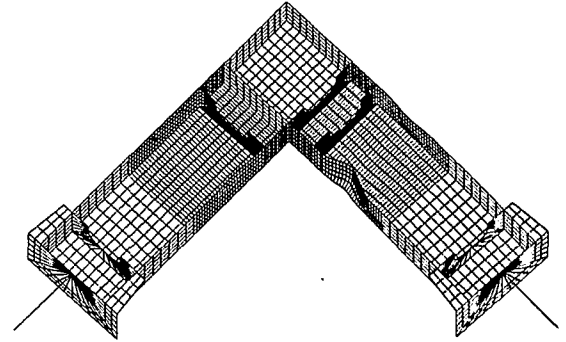
(c) J-1 (+6 δy)



(d) J-1-SS (+6 δy)



(e) H-1 (+7 δy)



(f) H-3 (+5 δy)

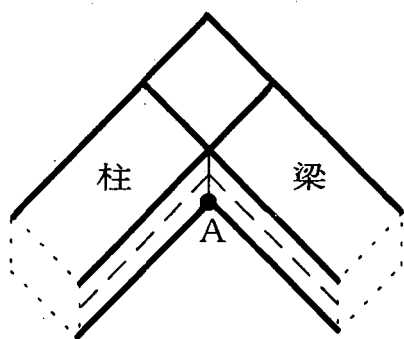
図-7 変形状

連れて、どちらか一方の局部座屈が進展し片側に変形が集中した。これは実験での観察結果と符合している³⁾。

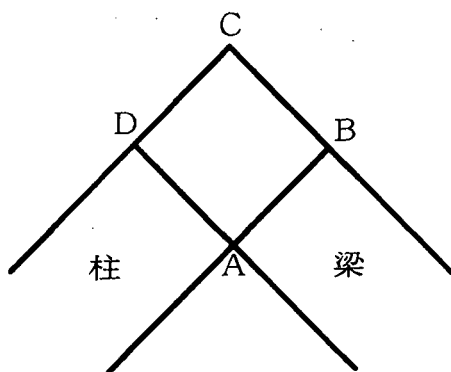
図-7に変形状を示している。ハンチが取り外されたH-1では、一般部より板厚が大きい隅角部でも局部座屈による面外変形が生じている。図-6に示すH-1の水平荷重-水平変位曲線で、最大耐力点に到達するまでに大きな変形が見られるのは、局部座屈の発生箇所が板厚の大きな領域であるため、局部座屈が発生するまでに塑性変形がかなり進展し得たためと思われる。

G-1, G-1-SSの変形モードはほぼ同じで、面外変形は部材一般部でのみ生じている。図-6に示すように、G-1, G-1-SSの最大耐力点に対応する変位は異なるものの、劣化域では水平荷重-水平変位曲線がほぼ等しくなる。これは、2つのモデルに同じ局部座屈モードが生じて、それが劣化域の変形挙動に支配的な影響を及ぼしているからであると考えられる。

J-1の変形モードはG-1とよく似ており、部材一般部で面外変形が生じている。図-6に示すように、最大耐



(a) ひずみ着目点 (A点)



(b) セン断変形着目点 (B, D点)

図-8 隅角部ウェブパネル

力点の変位はG-1よりも大きくなっているが、これは、ハンチが小さくなったため、G-1ではハンチが受け持っていた力をフランジが負担することになり、局部座屈発生前に隅角部での塑性変形が生じやすくなったことによると考えられる。しかしながら、劣化域の剛性低下に影響を及ぼす局部座屈のモードはG-1と大差がないことから、水平荷重-水平変位曲線の劣化域でのJ-1の勾配は、G-1とほぼ同じになっている。ハンチが塑性変形しやすいJ-1-SSでは、最大耐力以降の劣化勾配が緩和されている。

(3) 梁・柱接合部の直ひずみ

1994年のノースリッジ地震や1995年の兵庫県南部地震では、梁と柱の接合部における脆性破壊の被害が報告されている^{9), 10)}。梁と柱の接合部におけるひずみ集中が、こうした脆性破壊の一因と考えられるため、ここでは図-8(a)に示すA点の部材軸方向の直ひずみ ϵ (梁と柱に生じる直ひずみの大きい方)に着目し、水平荷重 H と直ひずみ ϵ の関係を図-9にまとめている。

ハンチを完全に取り外したH-1では、面外変形が梁と柱の接合部近傍でも生じるため、最大値が40%近くに達するような極端に大きなひずみが生じている。H-1のひずみに比すれば、ハンチを有する他のモデルで生じるひずみは小さく、梁・柱接合部のひずみの抑制に、ハンチが非常に有効であることが理解される。

G-1とH-3を比較すると、G-1の方がひずみは小さくなっている。G-1はH-1にハンチを取り付けたモデル、H-3はH-1の隅角部板厚を増したモデルであることから、

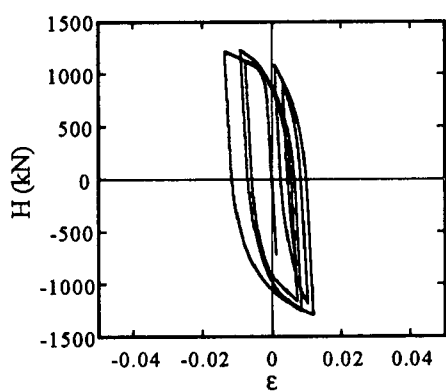
ひずみ集中の緩和には、ハンチの取り付けに比べれば、板厚を増すことの有効性は小さいと考えられる。

なお、H-1のひずみ履歴曲線を見れば、大きな直ひずみは正側に片寄って生じている。このことは、交番荷重によって大きな直ひずみが生じて、必ずしもそれは大きな交番ひずみの発生を意味するものではないことを示唆している。

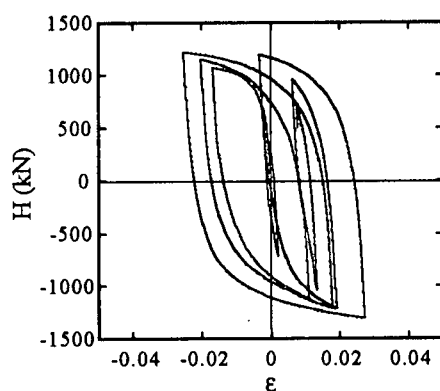
(4) 隅角部ウェブパネルのせん断変形

隅角部ウェブパネルでのエネルギー吸収を期待する耐震設計の考え方¹¹⁾がある。そこで、隅角部ウェブパネルの四隅の点の変位から、図-8(b)に示したB点とD点での角度の変化(せん断変形角)を算出し、その平均値を隅角部ウェブパネルのせん断変形の目安(せん断変形角 γ)として、水平荷重 H とせん断変形角 γ の関係を図-10に示している。

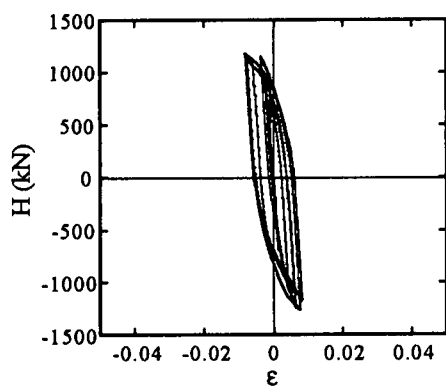
ハンチを取り外したH-1で比較的大きなせん断変形角が生じているが、H-1の板厚を増しただけのH-3では、ほとんどせん断変形角が生じていない。また、ハンチを有する他のモデル間では大きな差が生じていないことから、ハンチのサイズや使用鋼種の違いが隅角部ウェブパネルのせん断変形角に及ぼす影響はそれほど顕著でなく、隅角部板厚が大きな影響を及ぼすことがわかる。また、隅角部ウェブパネルのせん断変形は安定した塑性変形性状を示していることから、H-1の大きなせん断変形が、図-6で認められるH-1の優れた変形能の一因になっていると考えられる。



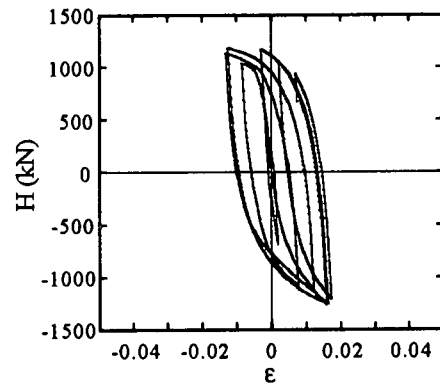
(a) G-1



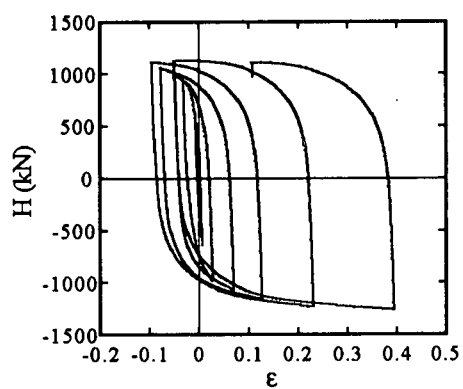
(b) G-1-SS



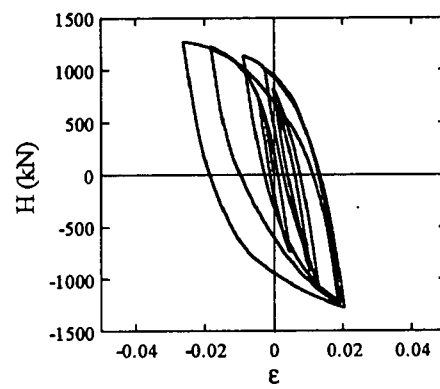
(c) J-1



(d) J-1-SS

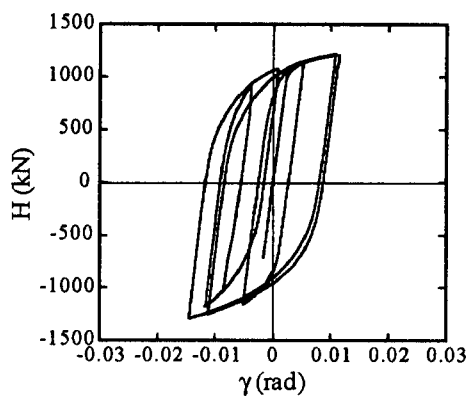


(e) H-1

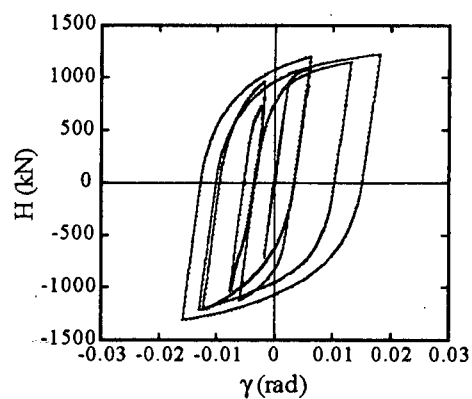


(f) H-3

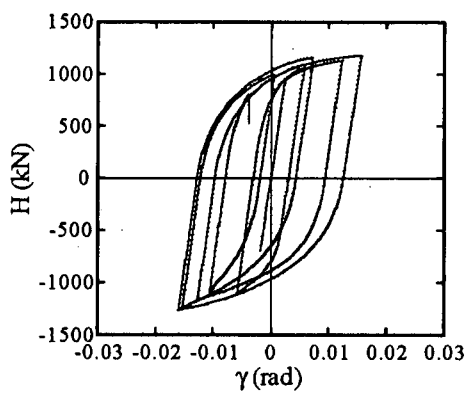
図-9 水平荷重—直ひずみ関係



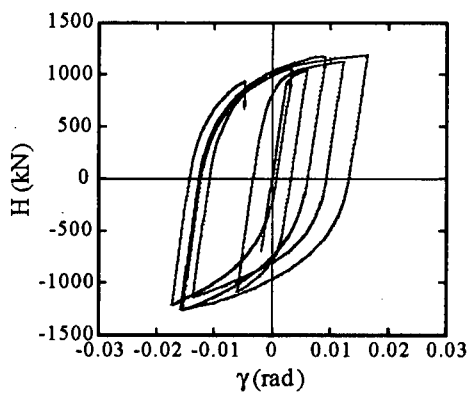
(a) G-1



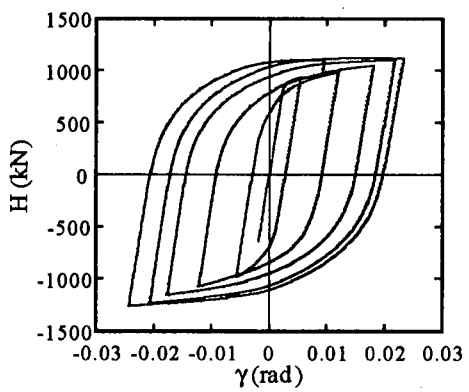
(b) G-1-SS



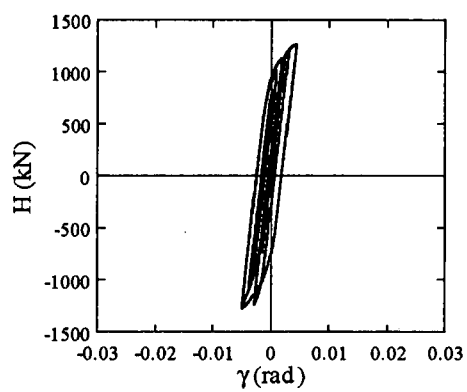
(c) J-1



(d) J-1-SS



(e) H-1



(f) H-3

図-10 水平荷重－せん断変形角関係

4. まとめ

本研究では、鋼製ラーメン橋脚隅角部の変形特性について解析的検討を行った。得られた結果をまとめると次の通りである。

- (1) 平均応力から隅角部板厚を定めても、ハンチを取り付ければ、剛性、最大耐力ともに上昇し、せん断遅れを考慮して板厚を決めた場合とほぼ同じ耐力、変形特性が得られる。
- (2) ハンチを取り外したり、ハンチの大きさを半分にすると、剛性と最大耐力は若干低下するものの、最大耐力点の変位は増加する。
- (3) 隅角部全域に渡るハンチを取り付けた場合でも、降伏応力の小さな鋼材をハンチに使用すれば、最大耐力点に対応する変位は大きくなる。しかしながら、最大耐力点以降の劣化域では、鋼種によらず局部座屈が部材一般部で生じて変形挙動に支配的な影響を及ぼすため、変形が大きくなるのに伴い、水平荷重－水平変位曲線はほぼ同じになる。
- (4) ハンチの大きさを半分にしたモデルでは、降伏応力の小さな鋼材をハンチに使用した方が、最大耐力以降の劣化の度合いが緩やかになる。
- (5) 平均応力から隅角部板厚を定め、ハンチを付けないモデルでは、梁と柱の接合部近傍でも面外変形が起こるため、梁・柱接合部で極端に大きな直ひずみが生じる。
- (6) 局部座屈に伴って過大なひずみが生じて、それは必ずしも大きな交番ひずみの発生を意味するものではない。
- (7) 梁・柱接合部の直ひずみの抑制には、ハンチの取り付けが有効である。
- (8) 隅角部ウェブパネルのせん断変形には、隅角部の板厚が大きな影響を及ぼす。

以上のことより、鋼製ラーメン隅角部のじん性を向上させるには、平均応力から隅角部板厚を定め、適切な降伏点・大きさを有するハンチを取り付けた構造が良いと推察されるが、今後、実験による検証を含め、さらに検討していく必要がある。

員会」および科学研究費特定領域研究(B)「日米共同研究による都市地震災害の軽減」の活動の一環として始めたものであり、研究助成を受けた。本研究を遂行するにあたっては、東京工業大学の三木千寿教授、市川篤司教授、名古屋工業大学の後藤芳顯教授、鉄道総合技術研究所の池田学氏にご指導頂いた。ここに記して深く感謝する。

参考文献

- 1) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第153号, pp.1-18, 1968年.
- 2) 例えば, 耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 土木学会(鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会), 1996年.
- 3) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原正人: 鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験, 鉄道総研報告, 第13巻, 第4号, 1999年.
- 4) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.7, HKS, 1997.
- 5) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998年.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996年.
- 7) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書(I), 1997年.
- 8) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235-247, 1993年.
- 9) Chen, W.F. and Yamaguchi, E.: Spotlight on steel moment frames, Civil Engineering, March, ASCE, pp.44-46, 1996.
- 10) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析 第2章 鋼構造物, 土木学会, 1997年.
- 11) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.121-134, 1991年.

謝辞: 本研究は、日本鋼構造協会「次世代土木鋼構造委