

5. 発表論文

- 1) 佐々木・長嶋・大竹：鋼製緩衝装置の設計法に関する検討，I-11，第 27 回関東支部技術研究発表会講演概要集，平成 12 年 3 月
- 2) 都築・長嶋・中田・金子・大竹：鋼製緩衝装置の荷重変形特性に関する実験的検討，鋼構造論文集 Vol.7，pp.9-14，1999
- 3) 長嶋・皆川・島田・寺尾・佐藤：鋼製緩衝装置の荷重変形特性に関する解析的検討，鋼構造論文集 Vol.7，pp.15-22，1999
- 4) 皆川・籾谷・高崙・長嶋：ゴム又は鋼管製緩衝装置を有する免震橋の地震時挙動に関する研究，鋼構造論文集 Vol.8，pp.163-170，2000
- 5) 飛鳥馬・長嶋・阿部：極低降伏点鋼の歪み速度効果に関する一考察，第 56 回土木学会年次学術講演概要集，I-A303，平成 13 年 10 月
- 6) 吉田・阿部・長嶋：極低降伏点鋼の歪み速度依存型応力-歪み関係のモデル化，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1093-1096，2001 年 8 月
- 7) 松村・阿部・長嶋・酒井：極低降伏点鋼サイスミックダンパーの動的載荷試験，第 57 回土木学会年次学術講演概要集，I-234，平成 14 年 9 月

東京都立大学 工学研究科 土木工学専攻 学 佐々木 光次
 東京都立大学 工学研究科 土木工学専攻 正 長嶋 文雄
 (株) オリエンタルコンサルタンツ 正 大竹 省吾

1. はじめに

激震時に橋桁と橋台のパラペットあるいはサイドブロックやストッパーとの衝突が起きた場合に、橋桁の損傷を防ぎ、下部工へ伝達される衝撃エネルギーを減少・吸収させる目的で緩衝装置が設置される。この緩衝装置として形鋼を使用した鋼製緩衝装置を用いることを提案している(図-1(a),(b)参照)。過去の検討結果^{1),2),3)}によれば、鋼製緩衝装置は比較的安価に製作することが可能であり、また僅かな設置スペースで大きな吸収エネルギーを見込むことができそうである。本報告は、鋼製緩衝装置の静的繰り返し試験および破壊挙動解析を通して得られたエネルギー吸収性能についてまとめ、さらに塑性設計法を用いた耐衝撃設計法に関する基礎的な検討を行ったものである。

2. 鋼製緩衝装置の耐震・耐衝撃設計法の検討

(a) 鋼製緩衝装置の荷重変形特性 材質はSS400相当とし、極力入手が容易な市販の形鋼を用いて製作できるものとして、図-2に示すような4種類の鋼製緩衝装置を試作した。静的繰り返し载荷試験で得られた荷重-変位関係曲線を図-3に示すが、いずれの場合も最大荷重 P_{max} に達して以後は、圧縮変位の増加に対する荷重変動は僅かな状態がしばらく持続し、大きな吸収エネルギー能が期待できる特性を有している。吸収エネルギーは、したがってほぼ最大荷重と変位量との積で近似することができる。また、緩衝材が機能している限りは、下部工への伝達荷重は最大荷重と等しいことになる。このように伝達荷重が明確なことが本緩衝工の特徴である。

(b) 鋼製緩衝装置の最大荷重と吸収エネルギーの算定方法 円管タイプの鋼製緩衝装置を例にして、最大荷重と吸収エネルギーの算定方法について検討する。円管の片側部分に作用するモーメント M は次式で示される。

$$M = (1/3)Pe \quad (\text{他のタイプについては図-4および表-1に記載した。}) \quad (1)$$

ここで、 P は荷重、 e は溶接ビード端部から鋼管の中央断面の中心軸までの距離である。また、円管の片側部分の全塑性モーメント M_p は、断面内の応力の釣り合い、 $\sigma_{max}A_t + \sigma_{max}A_c = 0$ (図-1(b))を仮定したとき次のようになる。

$$M_p = 2 \times d \times (t/2) \times (t/4) \times \sigma_{max} = 2 \times 180 \times 3.0 \times 1.5 \times 64.8 = 105,000 \text{ kgf mm} = 105.0 \text{ tf mm} \quad (2)$$

ここで、 d は鋼管の長さ、 t は板厚(6mm)である。また、 σ_{max} には、SS400の鋼棒の引張試験で得られた真応力の最大値である 64.8 kgf/mm^2 を用いた。したがって、最大荷重 P_{max} は次のように計算される。

$$P_{max} = 3M_p/e = 3 \times 105.0/12 = 26.25 \text{ tf} \quad (3)$$

最大吸収エネルギー E_{max} は、有効最大変位を $\delta_{max} = 70 - 23 = 47 \text{ mm}$ とすると、次式で計算できる。

$$E_{max} = P_{max} \times \delta_{max} = 19.53 \times 47 = 917.9 \text{ tf mm} \quad (4)$$

設計は次のような手順で行えばよい。まず①衝突エネルギー E_0 を算定する($E_0 = 0.5 \times mv^2$)。②下部工への最大伝達力 T_{max} を設定する(下部工の損傷を防ぐ目的)。③ $T_{max} \geq nP_{max}$ を満足する緩衝材断面を定める(n は緩衝材の本数)。

(c) 設計例と衝撃シミュレーション解析結果 鋼製落橋防止装置(図-5)を例にし、鋼製緩衝装置の有無による損傷の違い、エネルギー吸収量などについて検討した。衝突体重量を 7.3 tf 、衝突速度は 1.08 m/sec とした(衝突エネルギー $E_0 = 0.434 \text{ tf m}$)。鋼製緩衝装置は円管型とし、上記の方法で設計した($t = 3 \text{ mm}$, $\phi = 70 \text{ mm}$, $d = 100 \text{ mm}$, $P_{max} = 2.60 \text{ tf}$, $n = 4$, $T_{max} = 10.4 \text{ tf}$ (ただし、歪み速度効果により2割程度上昇する))。実験結果に基づき各種の解析パラメータを予め十分吟味された衝撃解析モデルを用い、衝撃解析ソフトLS-DYNAを用いて衝撃解析を行った。図-6には鋼製緩衝装置の変形図を、図-7には緩衝装置の有無による伝達力の時刻歴を示した。また、表-2には損傷度の比較を示した。緩衝装置のない場合は、定着ボルトとコンクリート間の付着が部分的に切れ、ボルトの抜け出しが生じた。この引き抜きに要する仕事で衝突エネルギーを殆ど吸収した。一方、緩衝装置を付けた場合は付着切れが起こらず、ボルトに僅かな塑性変形が発生した程度であった。鋼製緩衝工は衝突エネルギーの約9割を吸収した。

3. むすび

鋼製緩衝装置を用いれば、最大伝達荷重を任意に定めることができ、下部工への影響を調整できるため、バランスのとれた耐衝撃設計が可能である。吸収エネルギーの計算も式(1)~式(4)を使って簡単に行うことができる。

キーワード(鋼製緩衝装置・耐衝撃設計・耐震性能・緩衝工)

連絡先(〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1, 東京都立大学工学研究科土木工学専攻, TEL 0426-77-2774, FAX 0426-77-2772)

[参考文献] 1) 都築・長嶋・中田・大竹・金子：鋼製緩衝装置の荷重変形特性に関する実験的検討、鋼構造年次論文報告集, No.7, '99. 2) 長嶋・皆川・島田・寺尾・佐藤：鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する解析的検討、鋼構造年次論文報告集, No.7, '99. 3) 耐震・免震研究部会報告書、鋼橋技術研究会、平成11年11月。

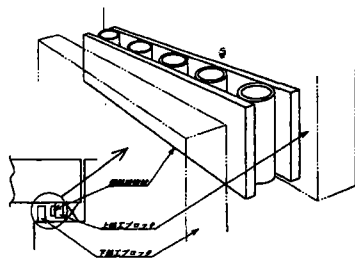


図-1 (a) 鋼製緩衝装置設置イメージ

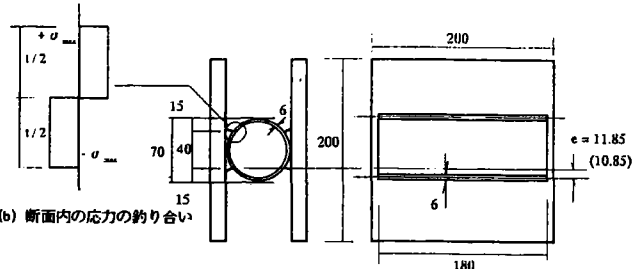
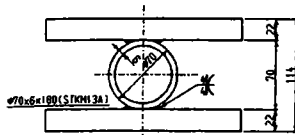
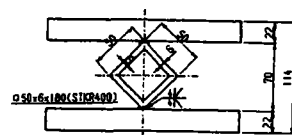


図-1 (b) 断面内の応力の釣り合い

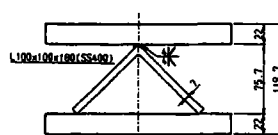
a) 円管タイプ



b) 角棒タイプ



c) 山形タイプ



d) クランクタイプ

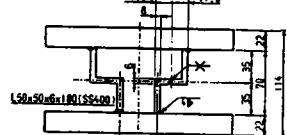


図-2 鋼製緩衝装置

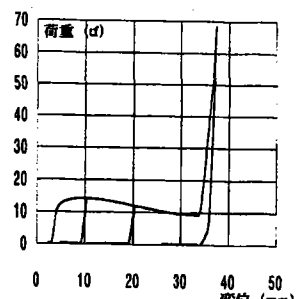
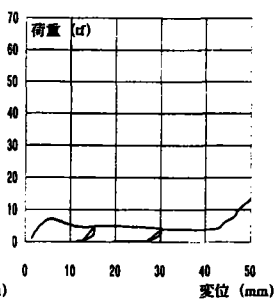
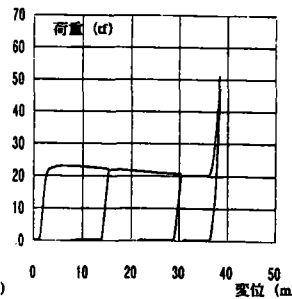
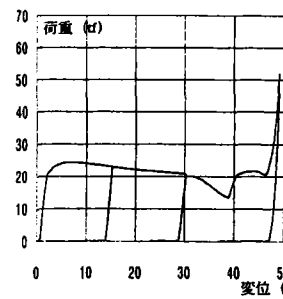


図-3 荷重-変位関係曲線

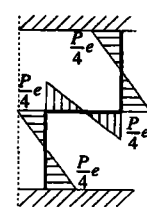
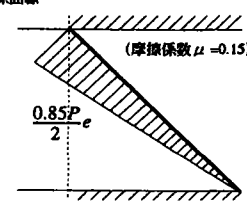
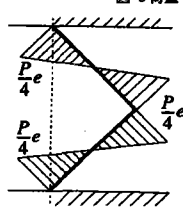
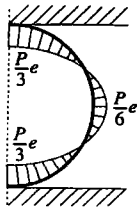


図-4 各タイプモーメント図

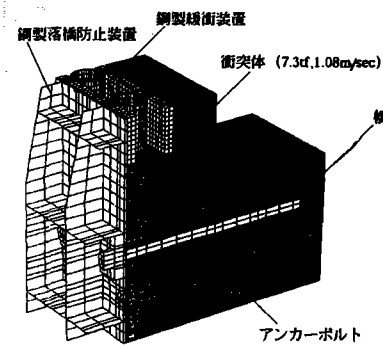


図-5 緩衝装置を有する鋼製落橋防止装置 (1/2 解析モデル)

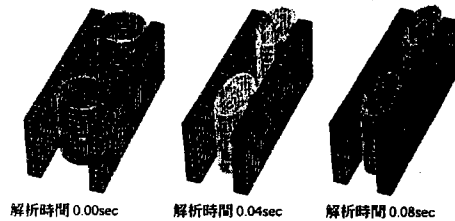


図-6 鋼製緩衝装置変形図

試験体	緩衝装置最大荷重の比較 Pmax (tf) e (mm)			
	a	b	c	d
実験値	24.18	22.64	4.90	14.38
計算値	26.25 (e=12.0)	23.08 (e=18.2)	5.17 (e=64.2)	14.48 (e=29.0)

表-1 最大荷重の比較

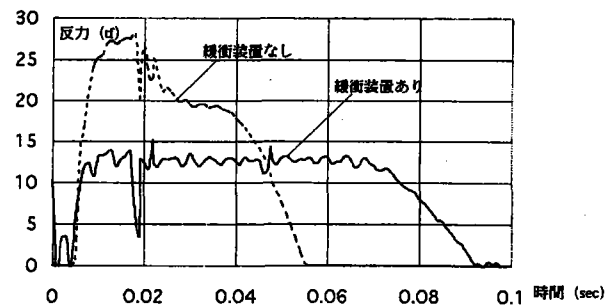


図-7 伝達力の比較

試験	タイプ	鋼製緩衝装置の有無による比較				
		最大変形量 (mm)	残留変位量 (mm)	アンカーボルト軸方向応力時刻歴	アンカーボルト軸方向変位 (mm)	アンカーボルト軸方向歪み速度 (1/sec)
設置なし	1段	24.0	19.1	崩壊で引抜き	3.600	3.10
	2段 上段	23.0	16.4	全壊で引抜き	3.900	5.60
	2段 下段			崩壊で引抜き	0.640	6.60
設置あり	1段	4.6	0.8	引抜きなし	0.135	1.70
	2段 上段	4.0	0.8	引抜きなし	0.132	0.46
	2段 下段			引抜きなし	0.030	0.00

表-2 損傷度の比較

鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する実験的検討 Experimental Study on Load-Displacement Properties of Steel Shock Absorbers

○都築昭夫* 長嶋文雄** 中田宏司*** 金子 修**** 大竹省吾*****
Akio Tsuzuki, Fumio Nagashima, Koji Nakata, Osamu Kaneko and Syogo Ohtake

ABSTRACT In case that seismic isolation system is introduced to bridges, shock absorber might be effective to decrease displacement responses of bridge girders. Rubber type absorber have been employed for the sake of absorbing seismic energy since the Hanshin-Awaji Earthquake. This paper describes experimental results to clarify the effectiveness of steel shock absorber to mitigate the impact effect of severe earthquakes on bridge girders. A series of static loading tests were carried out for several specimens modeling shock absorber which were made of either rubber or steel and load-displacement properties were measured. Through those experiments the effectiveness of steel type shock absorbers were confirmed.

Keywords: 緩衝材、 落橋防止構造、 鋼製緩衝材
Shock Absorbers, Bridge restrainers, Steel Shock Absorbers

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、衝撃的な地震力を緩和するため、落橋防止構造に緩衝材が設置されるようになった^{1) 2)}。その緩衝材の材料としては、ゴムが多く用いられており、その緩衝効果については、最近いくつかの論文も発表され^{3) 4) 5)}、有効性が示されている。しかし、ゴム以外の材料を用いた緩衝材は現状ではほとんど使われていない。そこで本研究では、静的載荷実験によりゴムの緩衝効果や力学特性を確認するとともに、断面形状の異なる型钢を利用した4種類の鋼製緩衝材を用いて、ゴム製緩衝材と同様の実験を行い、鋼製緩衝材の有効性を検討する。鋼製緩衝部材を実橋へ適用した場合の設置メーヅを図-1に示す。

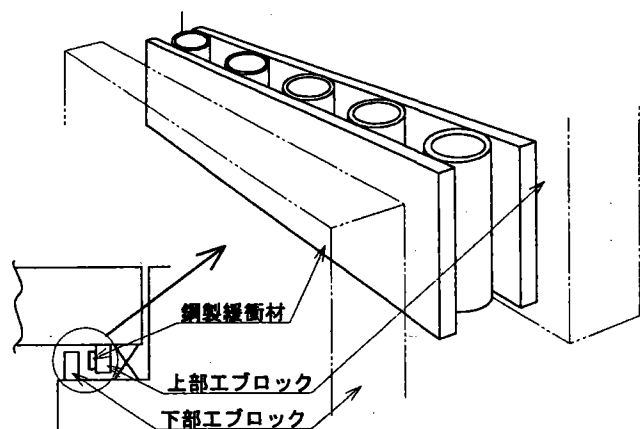


図-1 鋼製緩衝部材の設置イメージ図

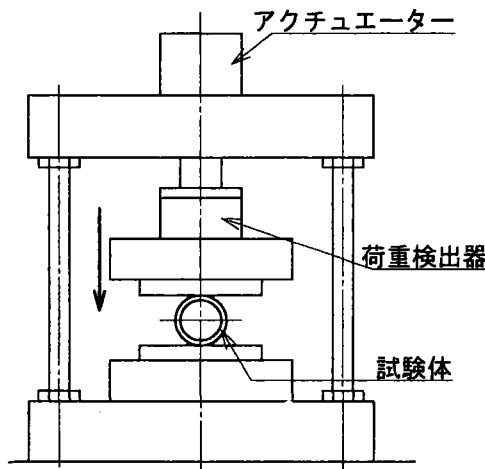
- | | |
|------------------------------|-------------------------------|
| * 川口金属工業(株) 技術部 | (〒332-0028 埼玉県川口市宮町18-19) |
| ** 東京都立大学 工学部土木工学科 | (〒129-0367 東京都八王子市南大沢1-1) |
| *** (株)日本構造橋梁研究所 設計一部 | (〒107-0062 東京都港区青山5-12-4) |
| **** (株)サクラダ 橋梁設計部 | (〒272-0002 千葉県市川市二俣新町2-1) |
| ***** (株)オリエンタルコンサルタンツ 総合技術部 | (〒213-0031 神奈川県川崎市高津区久本3-5-7) |

2. 実験

2.1 実験方法

ゴム製の試験体1種類と鋼製の試験体4種類の計5種類の試験体を用い、定盤上に置いた試験体の静的載荷実験をそれぞれ3シリーズ行い、荷重-変位関係を測定した。ゴム製試験体については、落橋防止装置のゴム製緩衝材の設計に用いる許容支圧応力度の5倍程度 ($11.76 \times 5 = 58.8 \text{ N/mm}^2$) の支圧応力度になるまで載荷し、極限状態での変形状態を目視により観察した。鋼製試験体については、試験体がほぼ完全に圧壊するか、圧壊に至らなくとも急激に荷重が立ち上がる領域まで載荷した。記録された荷重-変位関係からエネルギー吸収量を算出し、それぞれの試験体の緩衝効果を比較した。実験には最大荷重1960 KNの載荷試験機を用いた。

実験時の概要図を図-2に示す。



試験機最大荷重：1960KN

載荷条件

ゴム製緩衝材

試験荷重：0~1323KN

制御方法：荷重制御

載荷速度：2~10KN/sec

鋼製緩衝材

試験荷重：0~1960KN

制御方法：変位制御

変形速度：0.5mm/sec

図-2 実験の概要図

2.2 試験体の種類

ゴム製の試験体1種類 (A-Type) と鋼製の試験体4種類 (B-Type~E-Type) の計5種類の試験体を使用した。A-Typeは、落橋防止の緩衝材として一般的に使われている材質および厚さのゴムとし、平面形状および寸法は使用する試験機の最大荷重の7割程度の荷重で、設計上の許容支圧応力度の5倍程度になる大きさとした。B~E-Typeは、材質をSS400相当で容易に入手可能なものとし、断面形状および寸法は市販の形鋼にあるもの、あるいは市販の形鋼を用いて簡単に製作出来るものとした。また、試験体が完全につぶれた場合のストロークが、ゴムの厚みに出来るだけ近くなるような寸法にした。各試験体の寸法および形状を図-3~図-7に示す。

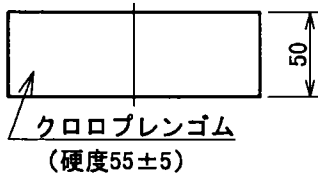
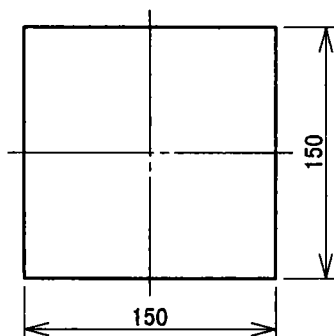


図-3 A-Type 形状図

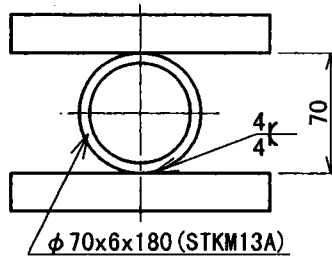


図-4 B-Type 形状図

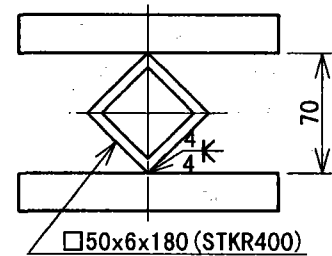


図-5 C-Type 形状図

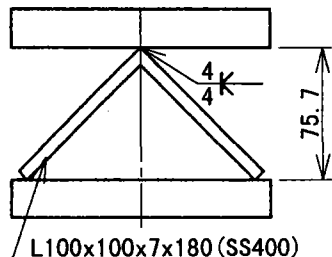


図-6 D-Type 形状図

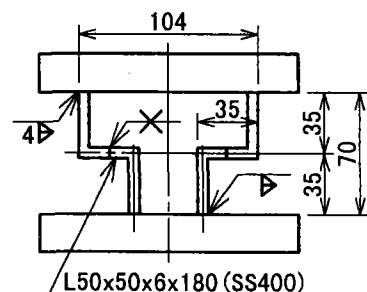


図-7 E-Type 形状図

2. 3 変形状と荷重-変位関係

A-Type 図-8に示すように圧縮された分のゴムが上下の鋼板の間から膨出するように変形し、そのため実際の支圧面積は圧縮されるに従い増加している。支圧応力度 58.8N/mm^2 (載荷荷重 1323KN)まで載荷したが、実験中には亀裂の発生等の異常は見られなかった。ただし実験終了後、図-9に示すようにゴムの角部や縁の部分が伸び、逆に中央部が薄くなるような残留変位が確認された。なお、この残留変位は時間とともに少なくなり、最終的には角部や縁の部分の伸びはもどらなかつたが、中央部はほぼ元の厚さに戻った。図-14に示すように荷重-変位曲線は変位の小さい部分で傾きは穏やかで、変位がふえるにつれて傾きも大きくなった。またシリーズ毎で大きな違いが出た。

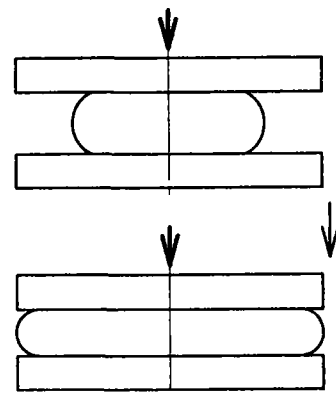


図-8 B-Type 変形図

B-Type 図-10に示すようにはじめは楕円状につぶれていたが、途中で溶接部の境目付近で折れ曲がり、2カ所できびれが発生、最後はくびれの部分が接触したあと多少変形したが、そこで変形が止まり完全に圧壊しなかつた。図-15に示すように荷重は降伏荷重まで立ち上がった後はほぼ一定値を保ち、くびれが生じ始めたところでいったん下がり、その後また上がり始めた。なお、鋼製緩衝材の荷重-変位曲線は、各タイプともシリーズ毎のばらつきはほとんどなかつた。

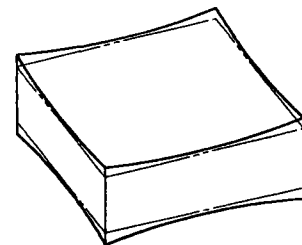


図-9 A-Type 載荷後の残留変位

C-Type 図-11に示すように途中でくびれが発生するような変化は起こらず、比較的均等につぶれた。左右の角部はほぼ完全につぶれたが、上下の角部は溶接の影響で少し空間がのこった。図-16に示すように荷重は降伏荷重まで立ち上がった後は圧壊するまでほぼ一定値を保ち、B-Typeのような荷重の変化は起こらなかつた。

D-Type 図-12に示すように上部の溶接部の境目付近から弓形に曲がるようにつぶれはじめ、最後は両足の部分が若干反り返るような感じになった。図-17に示すように荷重はC-Typeと同様、降伏荷重まで立ち上がった後は圧壊するまでほぼ一定値を保ったが、降伏荷重はB-Typeの2割程度しかなかった。

E-Type 図-13に示すように角部付近が曲がるようにしてつぶれはじめ、角部が上下の鋼板に接触して荷重を支えるようになり、そこでほぼ変形がとまってしまった。図-18に示すように荷重は降伏荷重まで立ち上がった後はほぼ一定を保ち、角部が上下の鋼板に接触してから急激に立ち上がり、完全な圧壊までには至らなかつた。

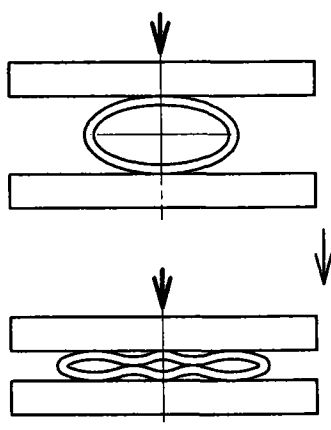


図-10 B-Type 変形図

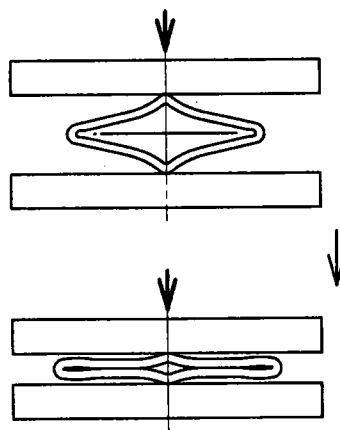


図-11 C-Type 変形図

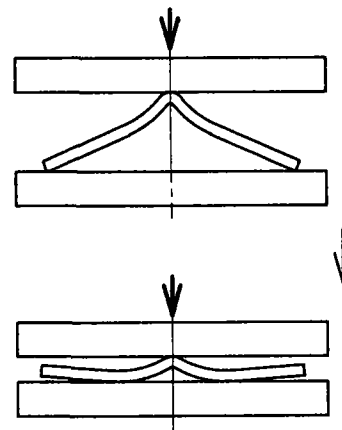


図-12 D-Type 変形図

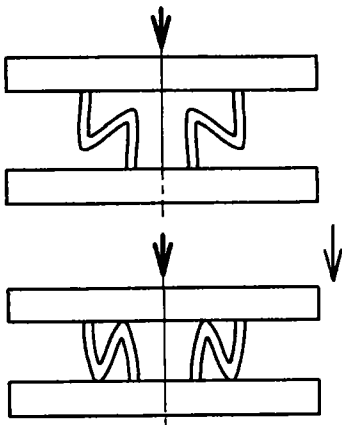


図-13 E-Type 変形図

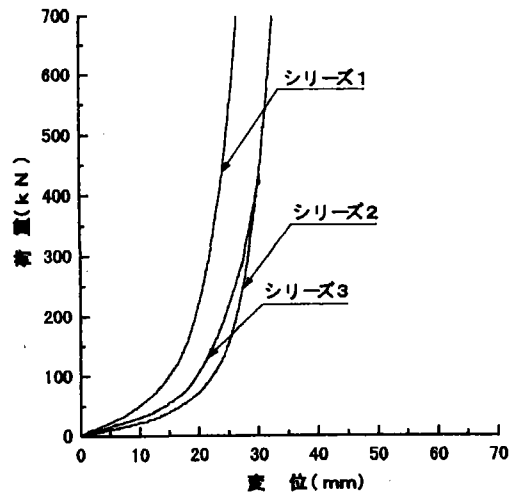


図-14 A-Type 荷重-変位曲線

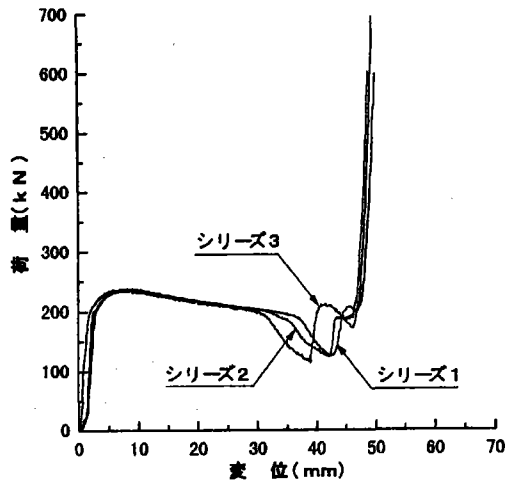


図-15 B-Type 荷重-変位曲線

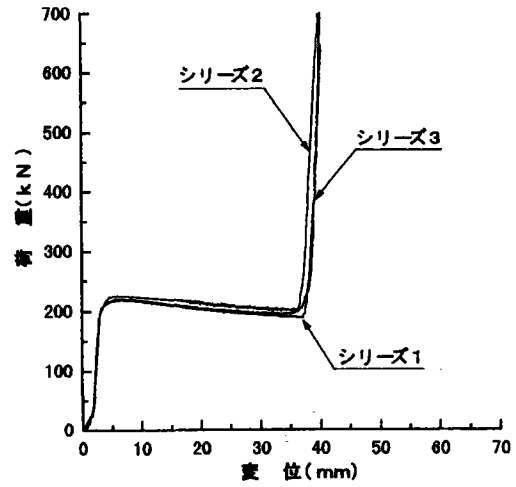


図-16 C-Type 荷重-変位曲線

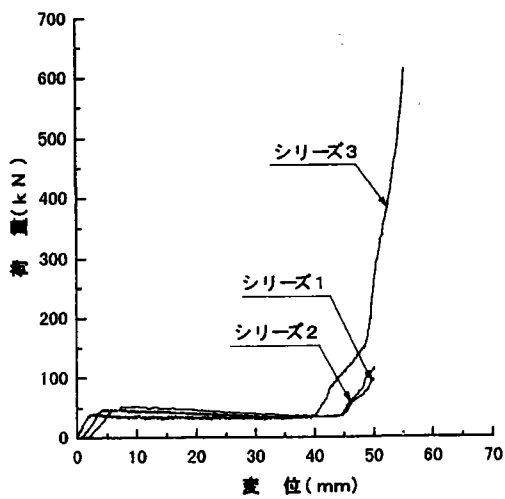


図-17 D-Type 荷重-変位曲線

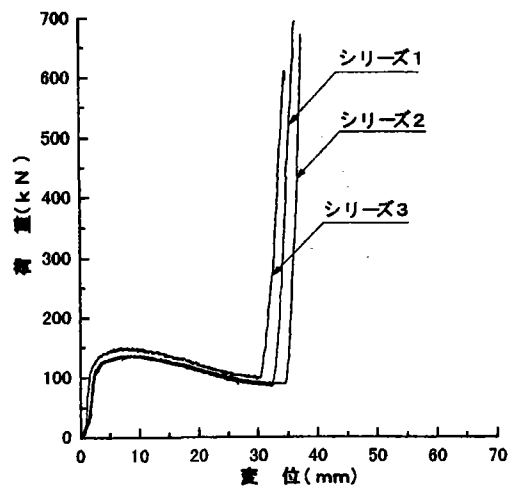


図-18 E-Type 荷重-変位曲線

2.4 エネルギー吸収量

測定された荷重 (P) - 変位 (δ) 関係から、それぞれの試験体のエネルギー吸収量を下式により計算した。

$$E = \sum (\delta_{i+1} - \delta_i) \times (P_{i+1} + P_i) / 2 \quad (i: \text{荷重ステップ})$$

各タイプの変位毎の変位 0 からの累積のエネルギー吸収量を 3 シリーズの平均値で表-1 および図-19 に示す。

表-1 エネルギー吸収量 E (KN・mm)

変位 (mm)	10	15	20	25	30	35
A-Type	160	402	863	1870	4136	
B-Type	1897	3047	4147	5221	6248	7195
C-Type	1679	2754	3796	4827	5812	1169
D-Type	326	543	750	945	1133	1306
E-Type	1115	1784	2393	2925	3411	

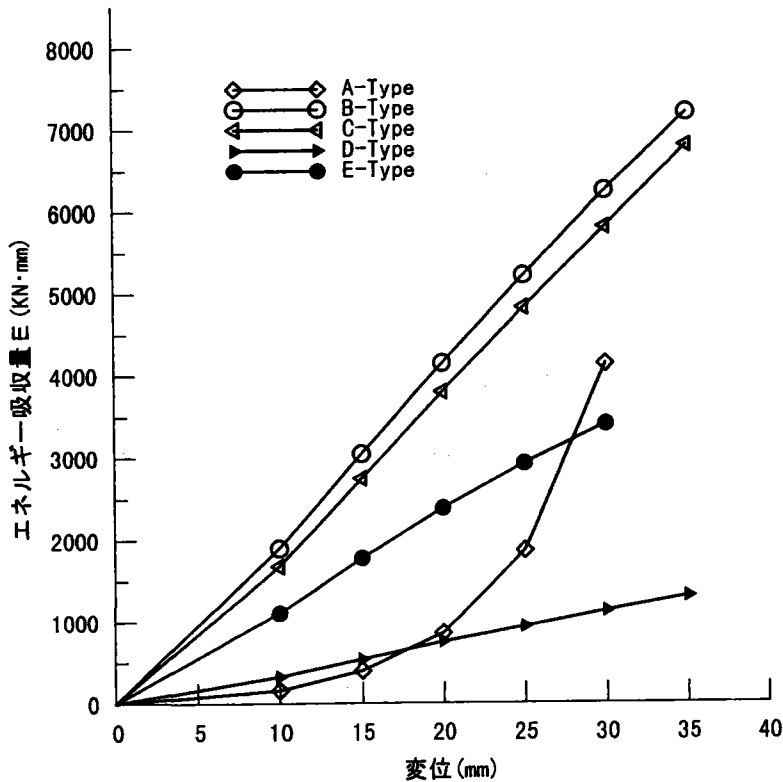


図-19 エネルギー吸収量と変位の関係

3. 考察

3.1 緩衝効果の比較

今回の実験では、A-Typeの許容支圧応力度における荷重(≒設計荷重)とB-TypeおよびC-Typeの降伏荷重が同程度となった。よってゴムと鋼製緩衝材の比較も単純にそのままの値を比較するものとする。

ゴム製緩衝材については、荷重-変位関係を見ると、設計上の許容支圧応力度(載荷荷重264.6KN)付近までは、荷重の立ち上がり方は穏やかであり、さらにその5倍程度の荷重を載荷してもゴムに多少の残留変位が残るものの、損傷は見られなかった。このことから現在の許容応力度はほぼ妥当なレベルにあると思われる。しかし、シリーズ毎のばらつきは大きい。このばらつきは、ゴムと支圧板と

の摩擦力によりゴムの自由な膨出が抑えられる際の摩擦力の不均一によるものと推測される。また、許容支圧応力度（変位で20～25mmの範囲に相当）までのエネルギー吸収量をみると、鋼製緩衝材に比べ小さい。

鋼製緩衝材については、いずれも降伏までの初期剛性はゴム製緩衝材よりも大きい。つぶれるまでの変形量は断面形状の違いによる差が出たが、いずれも変位に対してコンスタントなエネルギー吸収を示しており、またその値もゴム製緩衝材に比べ大きく、シリーズ毎のばらつきは少ない。

緩衝効果を剛性という面からとらえた場合、剛性が低い方がピーク荷重を抑えるという点で有利であると思われるが、ゴム製緩衝材は初期剛性は低いものの、許容支圧応力度付近の剛性は鋼製緩衝材の初期剛性に近くなっている。許容支圧応力度相当の衝撃力が作用することを考えると、本実験の静的な載荷実験の範囲では、剛性面の違いからゴム製緩衝材と鋼製緩衝材の緩衝効果の比較は難しい。

緩衝効果をエネルギー吸収という面をとらえると、変位25mmまでのB-TypeおよびC-Typeのエネルギー吸収量はゴム製緩衝材の2.5倍以上あり、鋼製緩衝材の方がかなり大きい。

3.2 コスト面の比較

次に実際の製作コストの面を考えて、今回の試験体の制作費を比較した。A-Typeを1とした場合の各試験体の製作コストの比率を表-2に示す。なお、製作コストの算出は以下の範囲で行った。

ゴム製緩衝材：ゴム本体と上下鋼板の材料費。上下部工取付部材は含まず。

鋼製緩衝材：鋼材本体と上下鋼板の材料費および溶接費。上下部工取付部材は含まず。

表-2 各試験体の製作費の比率

試験体	A-Type	B-Type	C-Type	D-Type	E-Type
製作費	1.0	0.8	0.7	0.5	1.5

4. 結論

ゴム製緩衝材の現在の設計上の許容応力度は、ほぼ妥当なレベルにあると思われるがばらつきも大きい。初期剛性は鋼製緩衝材に比べゴム製緩衝材の方が低いが、緩衝効果をエネルギー吸収という面をとらえると、鋼製緩衝材の方が大きく、また安定している。コスト面を考えると鋼製緩衝材、ゴム製緩衝材とも同レベルと思われる。今後動的な実験・解析や橋梁全体からみた鋼製緩衝材の効果を把握する事は必要であるが、鋼製緩衝部材の実橋への適用の可能性は十分有るものと思われる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 (1996)
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 (1997)
- 3) 川島、庄司：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果、土木学会論文集 NO. 612/I-46 pp. P129-142 (1999)
- 4) 越峠、運上他、：弾塑性特性を有する緩衝構造の衝撃吸収効果に関する実験的検討、第25回地震工学研究発表会講演論文集 pp. 857-860 (1999)
- 5) 庄司、川島他、：緩衝材物性および載荷/除荷速度がゴム製緩衝装置の応力度ひずみ関係に与える影響、第25回地震工学研究発表会講演論文集 pp. 873-876 (1999)

鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する解析的検討 Analytical Study on Load-Displacement Properties of Steel Shock Absorbers

長嶋文雄* 皆川 勝** ○島田泰至*** 寺尾圭史**** 佐藤 豪*****
Fumio NAGASHIMA, Masaru MINAGAWA, Yasushi SHIMADA, Keiji TERA0 and Takeshi SATOH

Abstract In case that seismic isolation system is introduced to bridges, shock absorbers might be effective to decrease displacement responses of bridge girders. Rubber type absorbers have been employed for the sake of absorbing seismic energy since the Hanshin-Awaji Earthquake. This paper describes analytical results to clarify the effectiveness of steel shock absorbers to mitigate the impact effect of severe earthquakes on bridge girders. A series of FEM dynamic analyses were carried out for several specimens modeling shock absorbers which were made of steel and load-displacement properties were obtained. Through those analyses the effectiveness of steel type shock absorbers were confirmed.

Keywords: 緩衝装置, 衝撃応答解析, 耐震設計
shock absorbers, impact response analysis, seismic design

1. はじめに

本報告は、激震時に橋桁とバラベットあるいは橋桁とストッパーとの衝突が万が一起きた場合に、この衝突によって発生する衝撃エネルギーを吸収する目的で設置される緩衝装置として形鋼を用いる試みを行ったものである。

旧道路橋示方書¹⁾では、従来上部構造が橋脚または橋台から逸脱、落下しないための落橋防止構造を設置するように定めていたが、高架橋の多い都市部において大地震が発生せず、明らかに落橋防止構造によって落橋を免れたといった実際的な効果については確認することができなかった²⁾。先の兵庫県南部地震では、都市部の高架橋などの橋梁構造物に甚大な被害が生じた。これを受けて震災後に改定された道路橋示方書⁴⁾では、橋梁における各構成要素の役割を明確にして桁掛かり長、落橋防止構造、変位制限構造、段差防止構造からなる落橋防止システムへと再整理された。

一方、同震災以降、橋梁に免震設計が積極的に採用されているが、この場合、橋桁の変位が大きくなるために桁と橋台間あるいは桁同士の間の変位を吸収するための大きな伸縮継手が必要となる。ニュージーランドにおいては橋梁の免震設計をする際、橋台と橋桁の間に緩衝装置を設置された例がある³⁾が、わが国ではいまだ検討段階である。

緩衝装置の材料としては、実用化の可能性や価格という観点からゴムが有望であるという見解もある⁶⁾が、市販の型鋼を用いて緩衝材を製作できれば、製作費を低く抑えることができ、また入手も容易である。また、設置スペースを小さくすることができれば施工上有利である。さらに、殆どの場合に設置スペースが限られる場所であるため、エネルギー効率の良い緩衝装置、すなわち、荷重-変位関係において荷重が殆ど不変で塑性化による変形だけが増してエネルギーが増大する形態が望ましいが、ゴムの荷重-変形特性は必ずしもそのようではない。しかしながら、鋼製緩衝材の力学的特性を検討した研究は現状では見当たらず、実験あるいは解析的検討によりその基礎的な特性を把握することで、ゴム製緩衝材との比較において、その実用化の可能性を把握することができると考えられる。

そこで、本研究では、型鋼より製作された緩衝装置を対象として、非線形衝撃応答解析により、どの荷重変形関係、衝撃エネルギー吸収性能について検討することによって、形鋼を用いた鋼製緩衝装置の有効性を調べた。

* 東京都立大学工学部土木工学科 (〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)

** 武蔵工業大学工学部土木工学科 (〒158-8557 世田谷区玉堤 1-28-1)

*** 首都高速道路公団 (〒100-0013 千代田区霞ヶ関 11-4-1)

**** (株)横河メンテック (〒273-0026 船橋市山野町 27)

*****NKK (株) (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

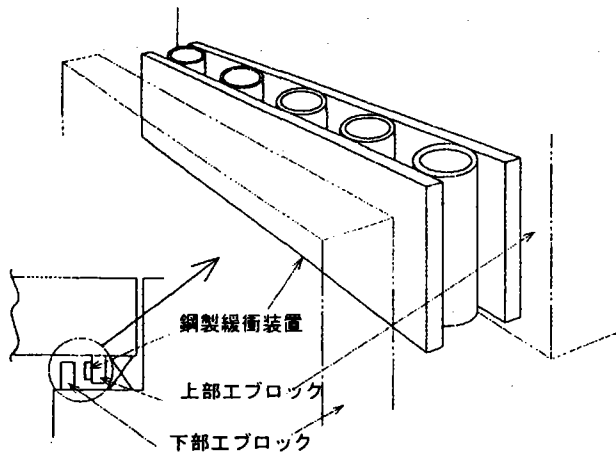


図-1 鋼製緩衝装置の実橋への設置イメージ

表-1 SS400 鋼の材料定数

材料定数	設定値
弾性係数	2.06 10^5 MPa
ポアソン比	0.3
降伏応力	321 MPa
最大応力	636 MPa
破壊ひずみ	0.7

2. 解析

2.1 解析対象

解析対象は、いずれも型鋼を用いて製作された鋼製緩衝装置である。図-1に鋼製緩衝装置の設置イメージ図を示す。材質はすべてSS400相当のものを想定した。材料定数を表-1に示す。また、解析に用いた形鋼の真応力-真歪関係は、1軸引張実験結果から得られる公称応力-公称歪関係(図-2)を体積一定の条件のもとで真応力-真歪関係に変換して求めた。この際、図-2に○で示した3点での応力-ひずみ点を用いて、トリリニアタイプでモデル化した。用いた真応力-真歪関係を図-3に示す。衝撃による歪速度効果は降伏点に動的倍率を掛けることで考慮した。

図-4に解析対象とした緩衝装置の寸法形状を示す。これらの寸法については、試験体が完全に圧壊した場合の幅が、比較対象としたゴム製緩衝装置とほぼ同じになるように設定した。

2.2 解析方法

有限要素動的応答解析には、市販の汎用コードであるPC/LS-DYNA-3Dを用いた。時間積分法は中心差分法であり、時間刻みは解の安定性の条件から自動的に決定される。

用いた要素は3次元破壊要素(Isotropic elastic-plastic with failure)である。この要素は、破壊基準として、相当塑性ひずみが最大塑性ひずみを超える場合と、相当応力が限界応力を上回る場合の二つを設定している。これらの条件に該当した要素は、解析上削除される。

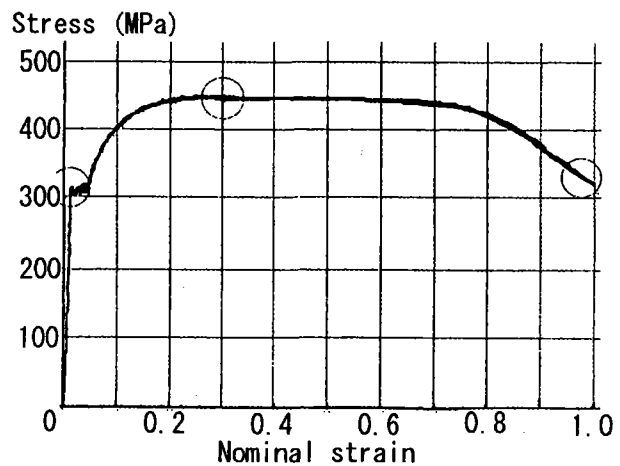


図-2 SS400 鋼の公称応力-工学ひずみ関係

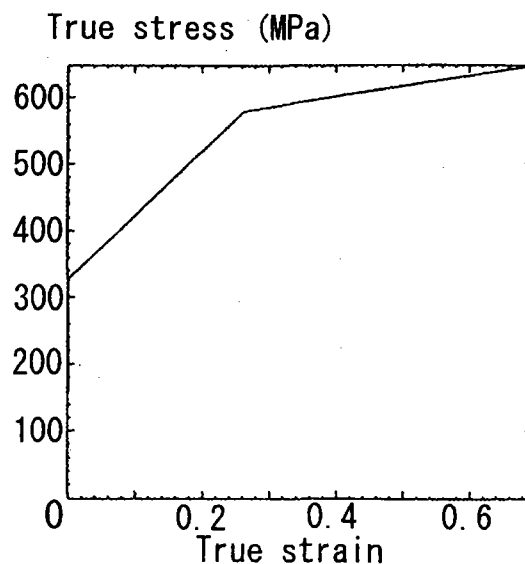


図-3 解析に用いた真応力-真ひずみ関係

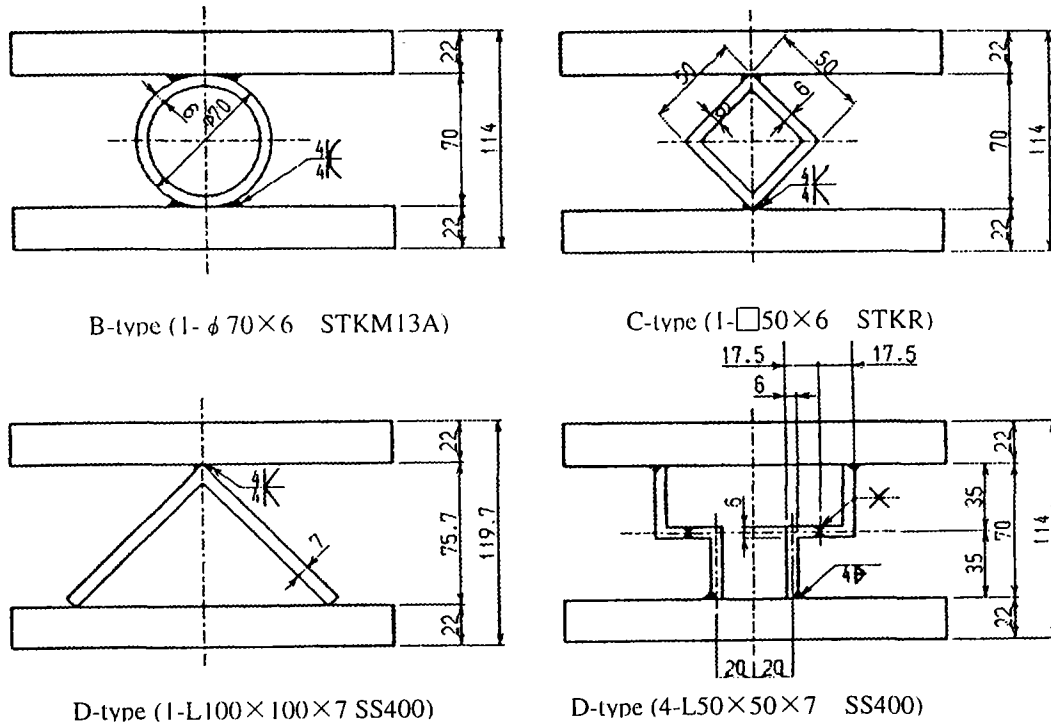


図-4 解析対象とした鋼製緩衝装置モデル

図-5 に有限要素モデルを示す。各緩衝装置モデルの上下を極厚の鋼板で挟みこんだ構造形式とした。载荷方法としては、変位を準静的に与える方法と、重量 98kN の物体を 80cm/sec の速度で衝突させる方法を用いた。以下、前者を静的载荷、後者を衝撃载荷と呼ぶ。

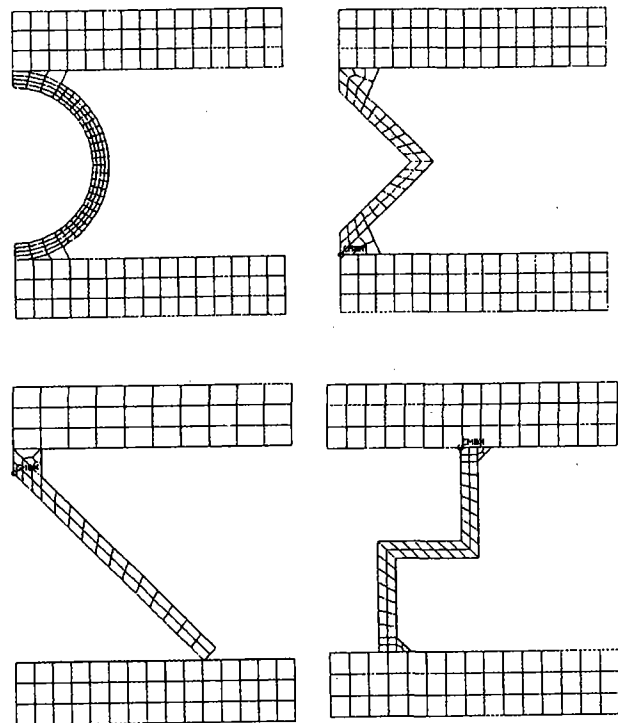


図-5 要素分割

2.3 解析結果

2.3.1 静的圧縮载荷

図-6 に静的圧縮载荷における各タイプ of 荷重-変位関係を示す。ここで、変位は緩衝装置上下の载荷板の相対変位である。なお、図中には、別途実施した载荷実験によって得られた荷重-変位関係も解析の妥当性を検証するために示した。また、ゴム製緩衝装置の载荷実験によって得られた荷重-変位関係を比較のために図-7 に示す⁷⁾。なお、ゴムは硬度 55 のクロロブレンゴムで、寸法は 150×150×50 である。また、図-8 には鋼製緩衝装置の変形状の推移を示す。

(a) B-type

初期には楕円状につぶれるが、変位が 20mm を過ぎた時点から、溶接部の折れ曲がりにより、2箇所できびれが生じて波を打つような形状になり、最終的にはそのくびれ部分が互いに接触した。荷重-変位関

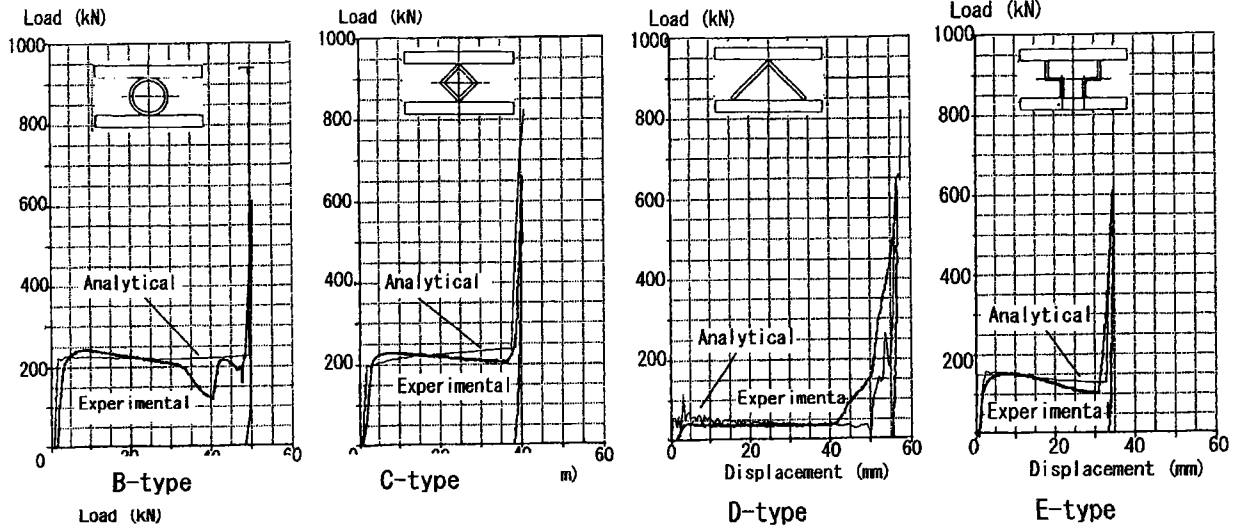


図-6 鋼製緩衝装置の荷重-変位関係

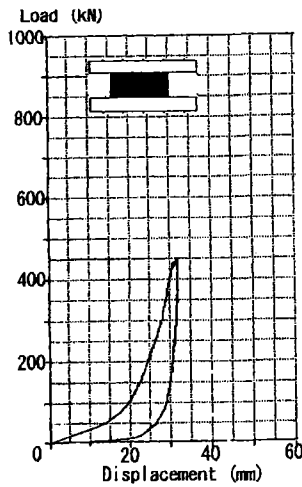


図-7 ゴムの
荷重-変位関係

係は、弾性域を過ぎて急激に最大荷重値に至り、その後荷重値はほぼ一定値を保っている。最終的にくびれ部が接触した時点から、荷重値は急激に増加している。最終変位は50mm(外形の70%)程度となった。

(b)C-type

B-typeの場合にアーチアクションと溶接の影響で、波を打つような変形をしたのに対して、この形式ではくびれは生じず、均等に変形した。左右の角部はほぼ完全につぶれたが、上下の角部は溶接金属による拘束のために多少空間が残っている。荷重-変位関係については、降伏した後、荷重値が漸増して、上下の板が接触することにより、荷重値は急激に増加した。降伏荷重はB-typeとほぼ同程度であり、最終変位は40mm(外形寸法の57%)程度となった。

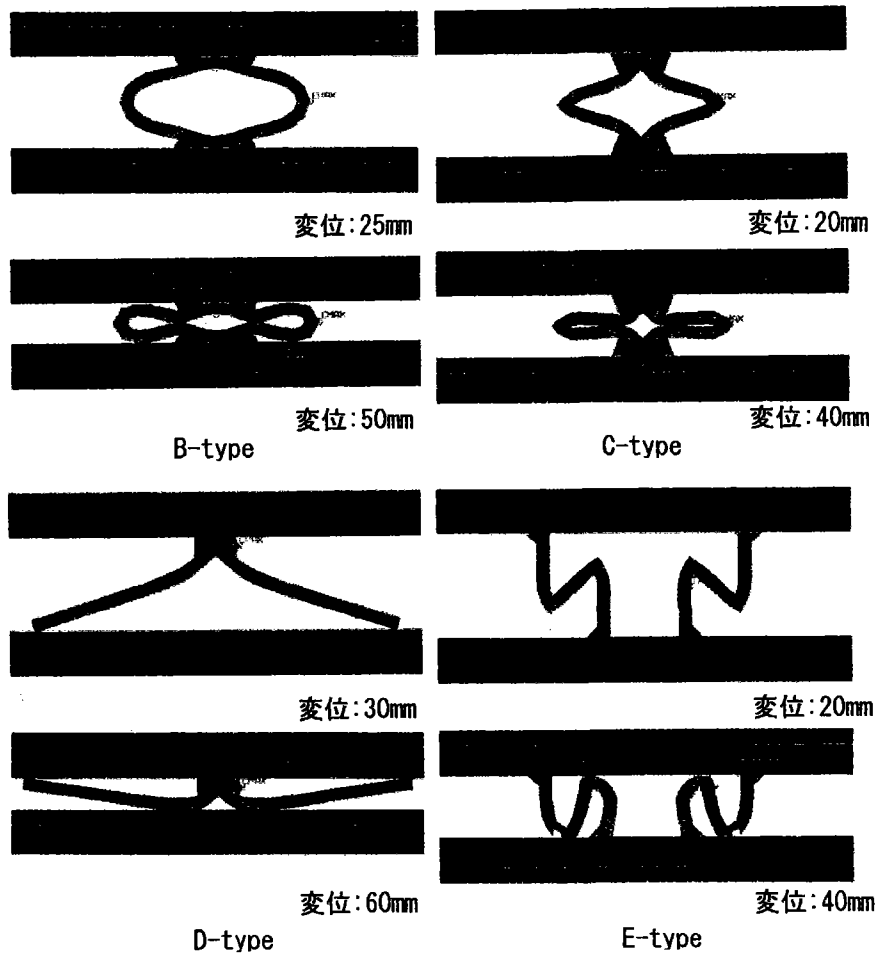


図-8 鋼製緩衝装置の変形形状

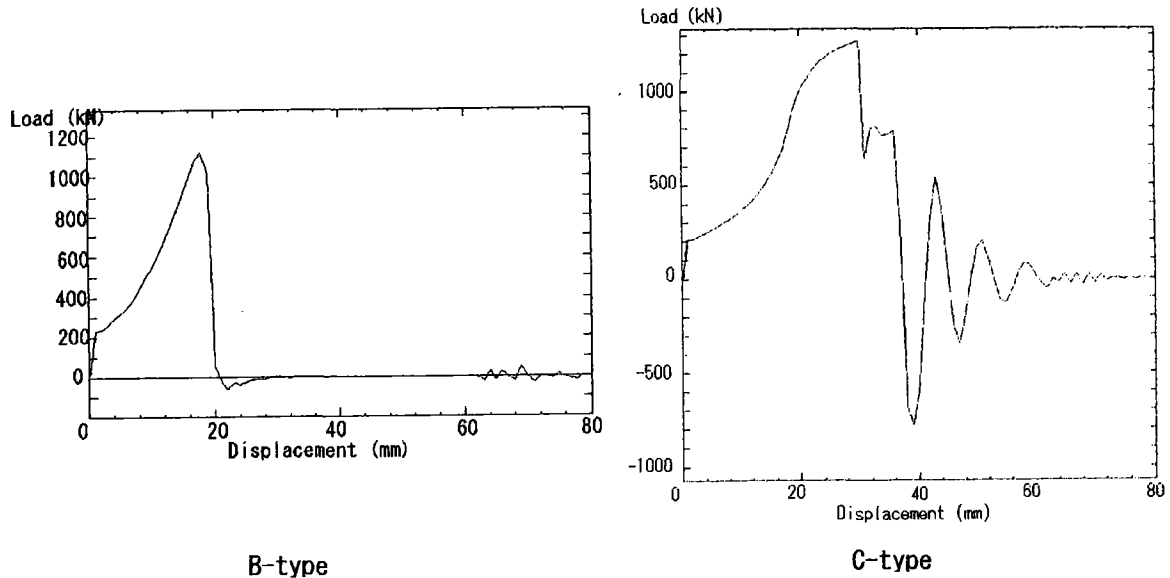
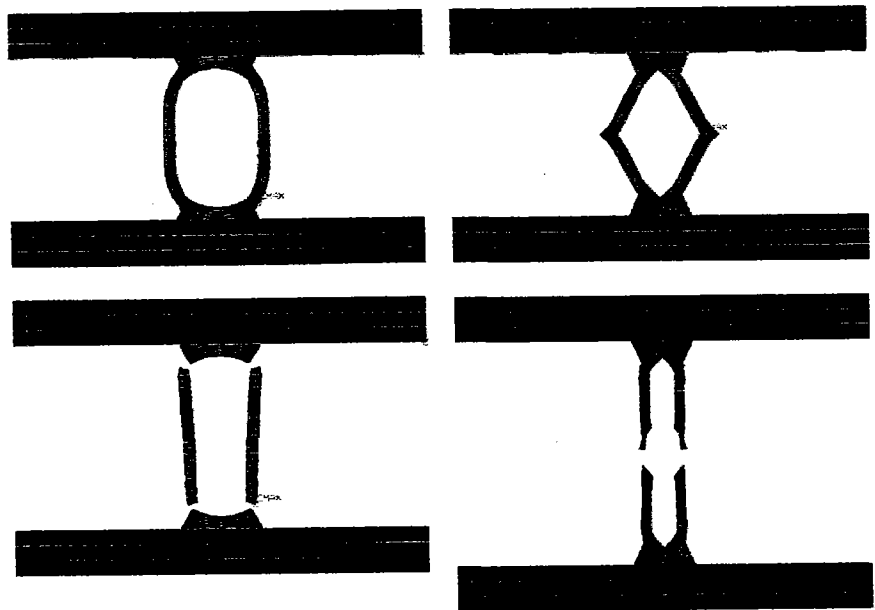


図-9 静的引張载荷における荷重-変位関係

(c)D-type

上部の溶接部の境界から弓なりに曲がり、両端部はすべて外側に移動している。その後、上部の溶接部の空間を残して完全につぶれた後、足部の両端が反り返っている。荷重-変位関係については、B-typeと同様、降伏後ほぼ一定荷重を保ったのち、圧壊に至った。最大荷重はB-typeのその20%程度であった。最大変位は他のどの形式より大きく55mm(外形寸法の79%)程度となっている。



B-type

C-type

図-10 静的引張载荷における変形形状

(d)E-type

角部付近が次第に曲がってゆくが、上下の固定部の距離が変化しないために、角部が上下板に接触

して反力を取るに至り、変形はそれ以上進まなくなる。したがって、最大変位は他のどの形式よりも小さく35mm(外形寸法の50%)程度となっている。荷重-変位関係については、降伏した後、荷重値が漸減して、中央の角部が接触することにより、荷重値は急激に増加した。降伏荷重はB-typeの65%程度であった。

2.3.2 静的引張载荷

静的圧縮载荷の解析結果から、B-typeおよびC-typeが緩衝装置としては優位性が有ると判断されたため、それらの静的引張载荷における応答解析を実施した。図-9にそれぞれの荷重-変位関係を示す。

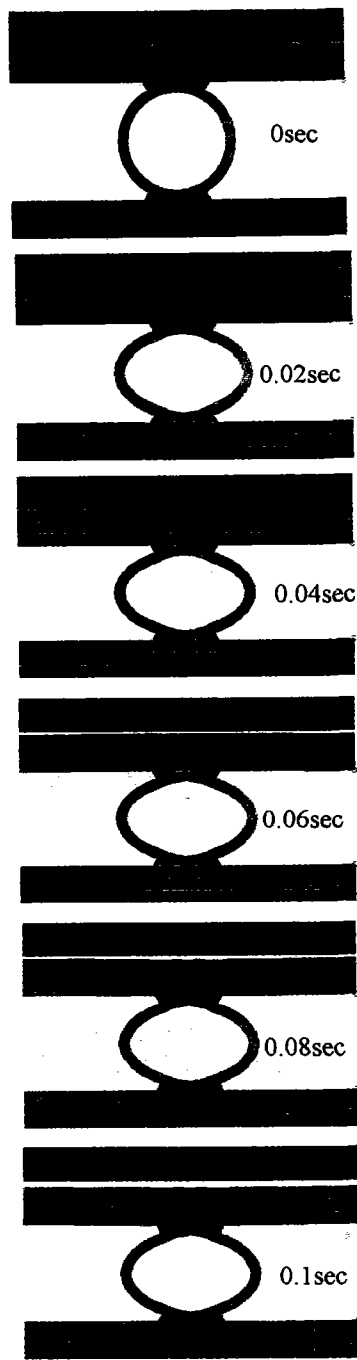


図-11 衝撃载荷における
B-type の変形時刻歴

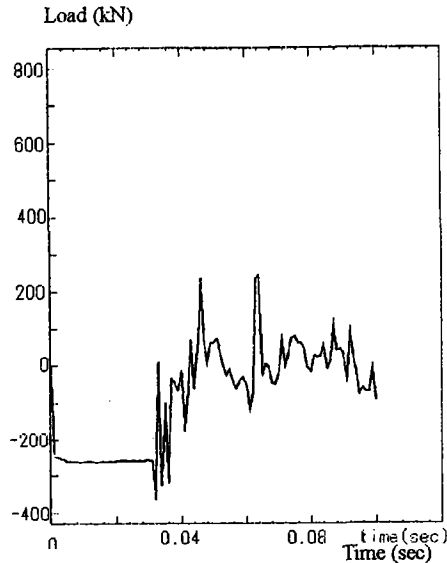


図-12 衝撃载荷における
B-type の荷重-時間線図

また、図-10には変形形状を示す。

(a)B-type

上下の溶接部で固定されているため、形状は円から楕円、そして矩形へと移行して、最終的には溶接部近傍の応力が大きくなって、そこから破断している。圧縮载荷の場合に対して、降伏荷重はほぼ同じであるが、その後荷重は上昇を続け、最大荷重は降伏荷重の5倍程度にまで達して、最終的には溶接部近傍で破断している。破断時の変位は20mm（外形寸法の30%）程度と小さい。

(b)C-type

B-typeの場合と初期形状が異なることによる違いを除けば、変形状況は同様である。また、荷重-変位関係についても、降伏後の勾配が、B-typeの場合には単調増加なのに対して、このタイプの場合には途中で減少に転じる点を除けば、ほぼ同様の傾向を示した。

2.3.3 衝撃载荷

図-11にB-typeの場合の変形形状の時刻歴を示す。この形式に限らず、いずれの緩衝装置も塑性変形の後、衝突体を跳ね返した。図-12に荷重-時間線図を示す。荷重値は衝突から0.03sec程度までほぼ一定値を保っており、静的载荷において示されたのと同様の良好なエネルギー吸収性状を示すことが分かる。

図-13に、各タイプについて衝突体の加速度の時刻歴を示す。いずれの場合にも、衝突からおよそ0.04sec程度まで衝突体の加速度は変動はあるものの一定水準を保っていることがわかる。

3. 考察

3.1 FEM解析によるシミュレーションの精度

静的圧縮载荷に対する荷重-変位関係および変形形状の推移について、実験結果と解析結果を比較した。B-typeの場合については、くびれ変形が生じるときに荷重が一旦低下する現象は解析では再現されていない。この原因については現状では不明であるが、メッシュ分割の影響、幾何的非線形性の評価の妥当性、材料特性の影響などが無いとはいえない。しかしながら、その他については、少なくとも荷重-変位のレベルにおいて解析結果は良好に実験結果をシミュレートしており、解析の妥当性は示すことができたと考えている。

3.2 エネルギー吸収性能

静的圧縮载荷に対して得られた荷重-変位関係から各変位段階における累積エネルギー吸収量を算出した。ここで、累積エネルギー吸収量は荷重-変位曲線の下面積によって評価した。図-14に得られた累積エネルギー吸収量と変位の関係をそれぞれ示す。いずれの場合にも、降伏後の荷重の変化が小さいことから、累積エネルギー吸収量は変位の増加に対して直線的に増加しており、良好なエネ

ルギー吸収性能を有している。特に、B-type 及び C-type については効率的にエネルギー吸収している。ゴムの場合、図-7で示したように、載荷初期の剛性が小さいことから、ある程度まで変位が進まないとエネルギー吸収がなされないことから、効率的とはいえない。ロックオフ構造として機能する変形初期の段階からエネルギー吸収をコンスタントにできる鋼製緩衝装置の優位性が認められる。

衝撃解析の結果より、衝突体の運動エネルギーと緩衝装置の内部仕事を等価とおくことにより、簡便に計算でき、設計も容易になることが分かった。ここで、緩衝装置の内部仕事は静的圧縮試験の結果を簡略化して降伏荷重 $P \times$ 変位量 δ とした。実際には歪速度効果のため降伏荷重は上昇するが、歪速度効果を考慮しない場合安全側の設計となる。B-Type の解析では歪速度は約 $10 \sim 151/\text{sec}$ で降伏点は 1.1 倍程度上昇した。

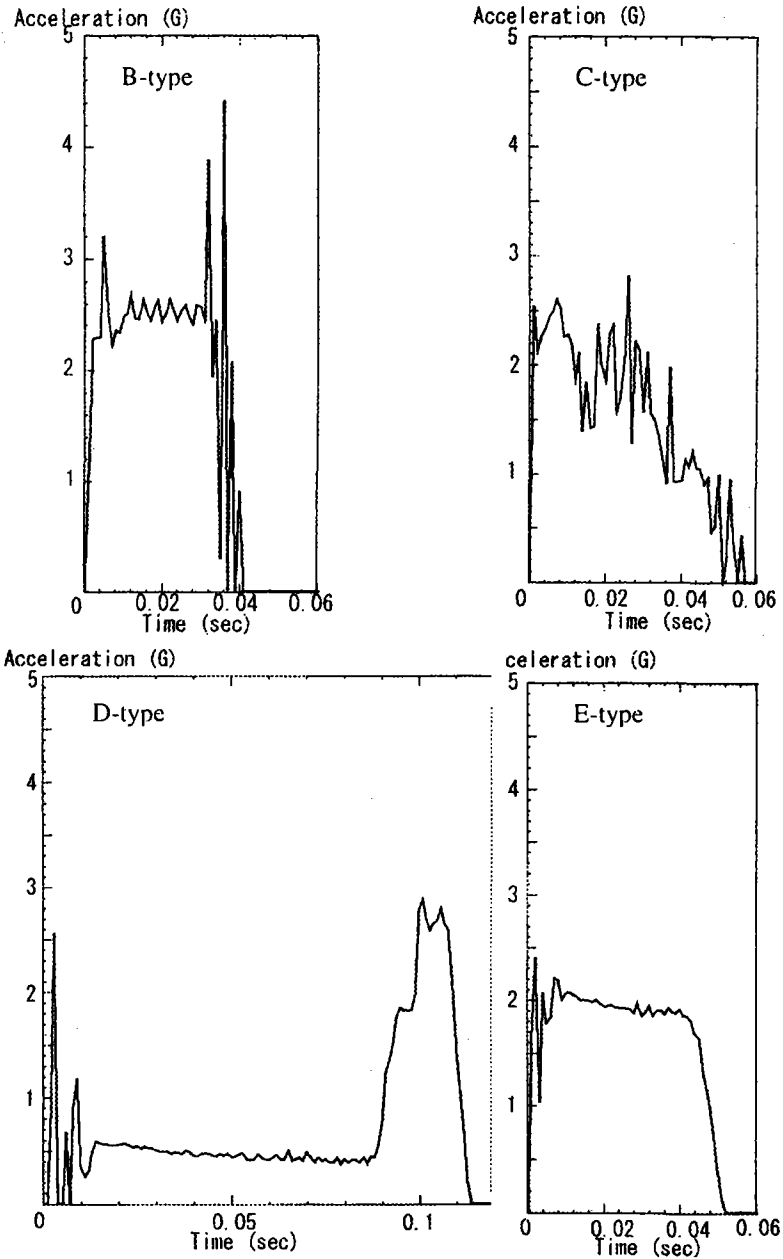


図-13 衝撃载荷における衝突体の加速度時刻歴

3.3 最大荷重の評価

B-type について、鋼管の片側部分に作用する曲げモーメントを式(1)で表すことができ、全塑性モーメントを式(2)で算出できるとすれば、式(3)により最大荷重を算出できる。

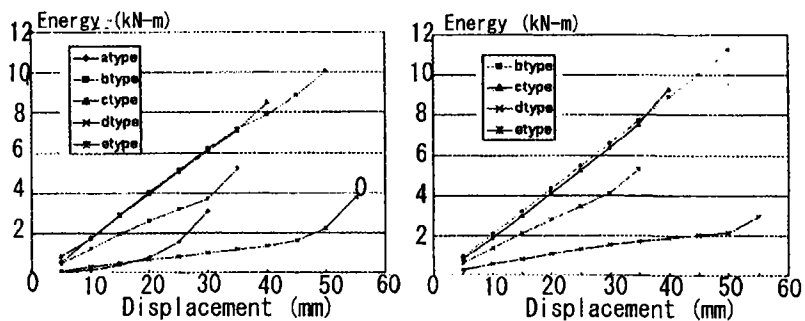


図-14 衝撃载荷における履歴吸収エネルギーと変位の関係

$$M = \frac{Pe}{3} \quad (1)$$

$$M_p = \frac{dt^2}{4} \sigma_{\max} \quad (2)$$

$$P_{\max} = \frac{3M_p}{e} \quad (3)$$

ここで、Pは全荷重、eは溶接ビード端部から鋼管中央断面の中心軸までの距離、dは部材長、tは板厚である。σ_{max}については鋼棒の引張試験で得られた真応力の最大値を用いた。同様にC-type及びE-typeの最大荷重を計算し表-2に示した。図-6の荷重-変位関係との比較により、精度良く最大荷重が評価できていることが分かる。また、簡略な方法ながら最大荷重のおよその値を評価できるため、降伏後の荷重値がほぼ一定値となるこれらの緩衝装置のエネルギー吸収量が推定できる。

表-2 簡略計算により
推定された最大荷重

Type	最大荷重(kN)
B	258
C	255
E	142

4. 結論

現在、落橋防止構造用の緩衝材はゴムで製作されているのに対して、本研究では、これまでに例のない鋼製緩衝材の有効性を検討している。圧縮・引張・衝撃解析を行いエネルギー吸収特性や衝撃応答特性について調べたところ、非常に効率の良いエネルギー吸収特性があることが分かった。ゴムの場合、初期剛性が小さく次第にそして急激に見かけの剛性が上昇する。また、非線型弾性特性を持つゴムはかなりの変形を受けた後も初期の形状にはほぼ戻ることが期待できる。これに対して、鋼製緩衝装置では、初期剛性が高いために降伏後の一定荷重領域で吸収エネルギーがいずれの変位領域においてもコンスタントに増加する。

寸法によってはゴムの吸収エネルギーを大きくすることが可能であるが、むしろゴムの場合にはその非線型弾性特性から永久変形が残ることが望ましくない部分に使用し、鋼製緩衝材の場合には、取り替えることを前提として、規模の大きい地震時の緩衝効果を持たせることは効果的であると思われる。

本研究で用いた鋼製緩衝材は市販の型钢を用いて製作されており、製作費を低く抑えることができ、また入手も容易である。また、ゴム製緩衝材と比較しても、設置スペースを小さくすることができることは、施工上有利である。鋼製緩衝材を実橋に適用するメリットは大きく、その可能性は大きいと思われる。また、数値解析により衝撃挙動をも推定できることを示したことは、衝撃実験が必ずしも容易に実施できないことから、今後実用のために更に詳細を検討して行く上で極めて意義が大きいと考える。なお、繰り返し荷重においてどのような履歴吸収性能を示すかは重要な検討項目であり、今後の課題としたい。

【謝辞】 本研究は、鋼橋技術研究会の耐震免震研究部会における活動の一部として行われた研究成果をまとめたものである。熱心に討議をしていただき、ご助力していただいた研究部会員に感謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1990.2.
- 2) 長嶋文雄：落橋防止装置の衝撃応答特性および設計法に関する研究，文部省科学研究費補助金 基礎研究，1997.3.
- 3) 西川和廣，神田昌幸：道路橋の支承構造および落橋防止システム，土木技術資料，Vol.39, No.2, pp.62-67, 1997.2.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996.12.
- 5) 菊地敏男，樋口俊一，後藤洋三：免震橋用ロックオフ装置の滑動時における破壊機構と最大反力簡易算定法の検討，土木学会論文集，No.501/I-29, pp.153-1161, 1994.10.
- 6) 川島一彦，庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612/I-46, pp.129-142, 1999.1.
- 7) 都築昭夫，長嶋文雄，中田宏司，大竹省吾，金子修：鋼製緩衝装置の荷重変形特性に関する実験的検討，鋼構造年次論文報告集，No.7, 1999.11(投稿中).

ゴム又は鋼管製緩衝装置を有する免震橋の地震時挙動に関する研究

Seismic behavior of base-isolated bridges with rubber or steel shock absorbers

皆川 勝* 藤谷 健** ○高峯 太一** 長嶋 文雄***

Masaru MINAGAWA, Takeshi TOYA, Taichi TAKASAKI and Fumio NAGASHIMA

ABSTRACT In case seismic isolation support systems are introduced in girder bridges, displacement response may exceed the limit displacement and result in collisions between adjacent girders or a girder and the abutment supporting the girder during a large earthquake. This paper describes a numerical result to investigate the effectiveness of steel pipe shock absorbers to mitigate collisions. A series of nonlinear dynamic frame analysis was conducted for a base-isolated bridge with rubber or steel shock absorbers. This study confirms that steel shock absorbers are superior to rubber type absorbers from the view point of energy absorbing capacity.

Keywords : 緩衝装置, 衝突荷重, 動的応答解析

Shock absorbers, Collision load, Dynamic response analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震の甚大な被害を契機として橋梁における耐震設計は、地震力に耐えようとする剛の構造から、免震支承やゴム支承などを用いることで、地震力の伝達を絶縁、吸収、または緩和するといった柔の構造へと大きく変わった。しかし、大規模な地震の場合、免震支承を用いた橋梁では桁の応答変位が大きくなるため、桁と橋台、隣接桁どうしの衝突を避けるために許容伸縮量の大きいジョイントが必要となる。反対に衝突を許容した場合、新しい経済的、合理的な落橋防止システムを考慮する必要がある。そのような落橋防止システムは、すでに早くからニュージーランドで実用化されているが、我が国では実施はない。中小の地震による変形は伸縮装置が吸収するが、耐用年数の間に一度生じるか生じないかというような大規模な地震の際には、緩衝装置が塑性変形、破壊することで衝突力を吸収し、桁の応答変位を小さくすることで構造物自身に損傷が及ばないようにすることは合理的である。また部分的な修復のみで復旧できることから近未来の落橋防止システムとして期待が高い。

緩衝装置の材料として実用化の可能性や価格の面からゴムが有望である¹⁾という見解もあるが、市販の型鋼を用いて緩衝装置を製作できればコストを低く抑えることができる。また、設置スペースを小さくすることができれば施工上有利である。緩衝装置の形態としてはエネルギー吸収量大きい、すなわち、荷重-変位関係において荷重がほぼ一定で塑性変形が増してエネルギー吸収量が増大する形態が望ましい。急激なひずみ硬化型の圧縮特性をもつゴム製緩衝装置¹⁾に対して、鋼管製緩衝装置の圧縮特性はゆるやかなひずみ軟化型であることから大きなエネルギー吸収が期待できる²⁾。この様な面からも型鋼を使用した

*武蔵工業大学工学部土木工学科 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

**武蔵工業大学大学院工学研究科土木工学専攻 (同上)

***東京都立大学工学部土木工学科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

緩衝装置について実用化の可能性を調べることは有意義である。また緩衝装置の応答特性を静的解析及び実験により検討したケースは多くあるが、動的解析による検討は少ない。

そこで本研究では落橋防止装置としてゴム製および鋼管製緩衝装置に注目し、免震橋の地震時の非線形応答解析を行う。緩衝装置は橋台部や桁間に設置し、衝突力の低減効果、エネルギー吸収効果を比較検討し、その実用性ならびに有効性を検証する。

2. 緩衝装置について

ゴム製緩衝装置は 150×50×180(クロロプレンゴム)の正方形断面とし、鋼製緩衝装置は、鋼管：φ70×6×180 (STKM13A) としている。図-1 に材質及び形状を示す。

本研究で想定するものと同一材料、同一寸法の緩衝装置に対して静的荷重実験²⁾が行われた。それぞれの荷重-変位関係を図-2, 3 に示す。

図-2 よりゴム製緩衝装置は急激なひずみ硬化型の圧縮特性を持ち、変位が 0~20mm の間でのエネルギー吸収量は小さく、荷重が急激に立ち上がる変位 20mm 以上でエネルギー吸収量が大きくなっている。この部分では大きな力が作用しており、必ずしも緩衝効果が大きいとはいえない。しかし完全につぶれて緩衝装置として機能しなくなることはない。これに対して図-3 より鋼管製緩衝装置はゆるやかなひずみ軟化型の圧縮特性を持ち、初期剛性が高いため降伏後の一定荷重領域で変形に比例してエネルギー吸収量が増加する。つまりコンスタントにエネルギー吸収量が増加する特性を持つことを示している。しかし変位 50mm では完全に圧壊した状態となり荷重が急激に立ち上がりエネルギー吸収、緩衝効果は期待できず、緩衝装置として機能しなくなる。

3. 解析概要

解析には、3次元動的応答解析システムである T D A P III を使い、本研究では橋軸方向の緩衝効果に焦点を絞るため、対象橋梁を 2次元モデルとして取り扱い、非線形 2次元骨組時刻歴応答解析を行った。

対象構造物は図-4, 5 に示すように橋脚高さが 20m、支間長 50m の 2 径間の免震橋とし、上部構造は総重量 1300t の鋼箱桁、下部構造は断面変化が 2 箇所ある鋼製橋脚(断面積 1 : 2820cm², 断面積 2 : 2270 cm², 断面 2 次モーメント 1 : 3.36×10⁷ cm⁴, 断面 2 次モーメント 2 : 2.52×10⁷ cm⁴)とした³⁾。

解析モデルを図-6 に示す。上部構造は弾性はり要素とし、橋脚は非線形はり要素(パイリニアモデル)、免震支承はバネ要素(パイリニアモデル)でそれぞれモデル化した。図-7 に鋼製橋脚の M-φ 関係³⁾を示す。また表-1 に免震支承を表すバネの特性値を示す。

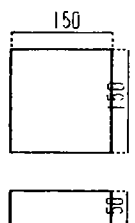
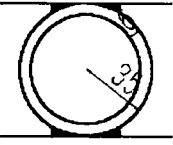
試験体	寸法・形状	材質
ゴム		クロロ プレン ゴム
鋼管		STKM13A

図-1 ゴム製及び鋼管製緩衝装置の寸法・形状²⁾

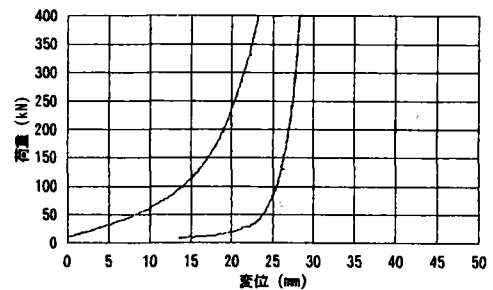


図-2 ゴム製緩衝装置の荷重-変位関係²⁾

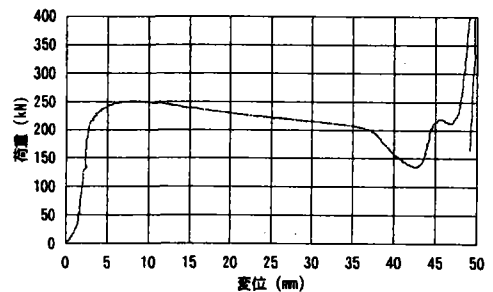


図-3 鋼管製緩衝装置の荷重-変位関係²⁾

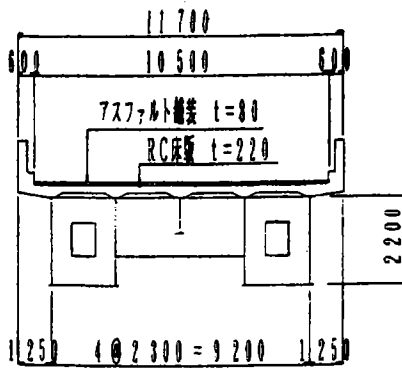


図-4 上部構造断面図³⁾

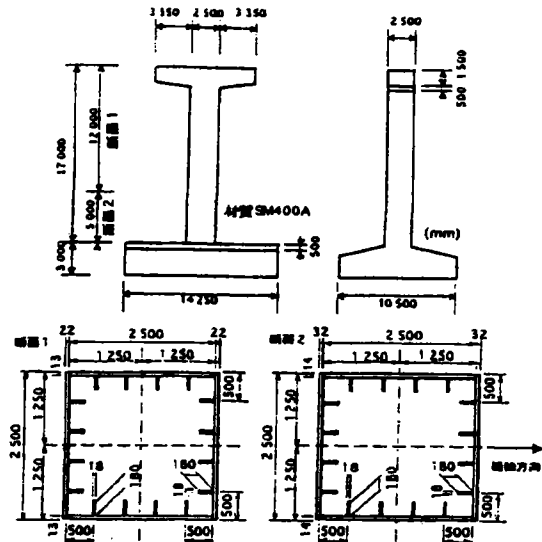


図-5 橋脚高さ 20m の鋼製橋脚断面図³⁾

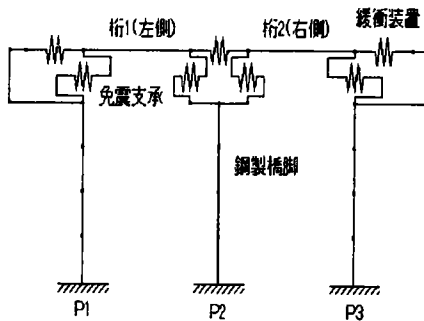


図-6 解析モデル図

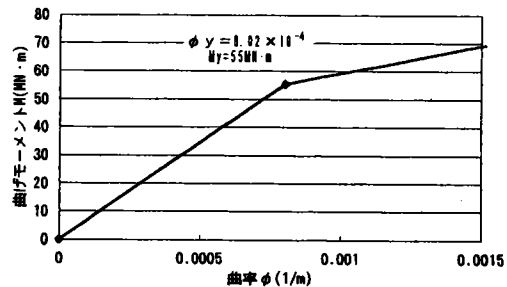


図-7 橋脚の M-phi 関係³⁾

緩衝装置は、桁間と橋台部(図-8)の 3ヶ所に取り付けた。また、想定した緩衝装置の個数分の荷重-変位関係は、文献 2)の緩衝装置 1個における静的載荷実験のデータを元にゴム製緩衝装置と鋼管製緩衝装置をバネ(非対称トリリニアモデル)でモデル化した。但し、圧縮側(マイナス側)のみを指定し引張側(プラス側)には機能しないようにした。緩衝装置が圧壊して荷重が立ち上がる箇所の剛性は、個数に関係なく桁の軸方向剛性とした。図-9に簡略化した鋼管製緩衝装置の復元力モデルを示す。

緩衝装置と桁の間には、隙間と衝突を表現するための仮想的なバネ¹⁾を挿入した。仮想バネとは圧縮側に隙間分変形した時(隙間がなくなった時)、バネの剛性が働くようにしたものである。仮想バネの剛性は、文献 1)において仮想バネの剛性と 1つの梁要素の軸方向剛性との比をおおむね 1程度とすれば、緩衝装置や衝突後の桁の応答速度及び桁に生じる応力分布を比較的正しく評価できるとされているため、仮想バネの剛性と 1つの梁要素の軸方向剛性との比を 1.0 とした。また引張側は働かない

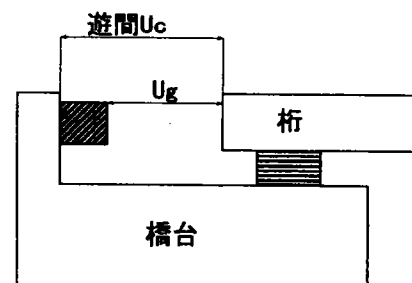


図-8 橋台部の緩衝装置

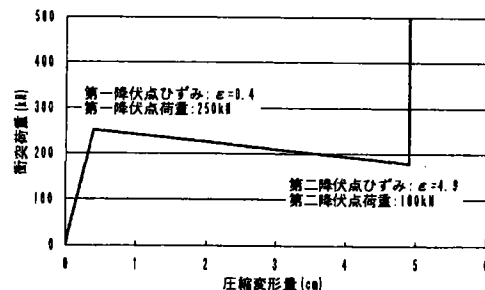


図-9 非対称トリリニアモデル(鋼管の場合)

ように剛性を0とした。

本研究では橋台を想定して図-6のP1, P3の両橋脚を剛体とみなした。また図-8の遊間Ucと隙間Ugについては、設計の際遊間Ucが先に決定されると考えられるため、まずUc=10, 15, 20, 25cmと決め、Ucから緩衝材の厚さ(ゴム製緩衝装置の厚さ:5cm, 鋼管製緩衝装置の厚さ:7cm)を引いた分を緩衝材と桁の間の隙間Ugとした。

入力地震波としては、道路橋示方書⁴⁾に規定されているI種地盤のタイプIIの標準加速度スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した加速度波形(表-2)を主要部分(10秒間)のみ3波用いた。道路橋示方書⁴⁾では、動的解析に使用する加速度波形は3波形程度用いるのが良いとされている。これは当該地点に予想される地震動は地震の特性、規模等によって異なるため、3波形程度の入力地震動に対する動的解析結果の平均値を用いて耐震性を照査するのが望ましいからである。しかし本研究では緩衝装置の動特性を知るためにそれぞれの波形の結果について比較検討した。

表-1 免震支承を表すバネの特性値

材料特性	免震支承
一次剛性(MN/m)	13.7
等価減衰定数	0.02
降伏点ひずみ(ϵ)	0.02
剛性の低下率(a)	0.154

表-2 入力地震加速度波形

入力地震加速度波	最大加速度(gal)
No.1	812
No.2	760
No.3	761

4. 緩衝装置がある場合とない場合の応答特性

図-10に緩衝装置がない場合の仮想バネに作用する衝突力、鋼管製あるいはゴム製緩衝装置60個を設置した場合の緩衝装置に作用する衝突力をそれぞれ左橋台部、入力地震波No.1、遊間Ucを15cmとした時の時刻歴で示した。これらの図より緩衝装置を設置することにより大幅に衝突力が低減していることがわかる。また鋼管は隙間Ugがゴムより小さく初期剛性が大きいため衝突回数が多くなったと考えられる。

図-11はその時の左側の桁中央の水平応答変位の時刻歴である。(a), (b), (c)を比較すると鋼管製およびゴム製緩衝装置が衝突時にエネルギー吸収することによって、その直後やや長周期化していることがわかる。また衝突が起こるとゆれも戻しの応答変位が減少している。

緩衝装置は免震支承の変位を抑える方向に作用するため、衝突力が支承に伝達されても反力が大きくなることはない。解析結果によれば、緩衝装置を挿入することにより免震支承反力も減少しており、衝突力の伝達による支承の破損という現象は見られなかった。

5. 緩衝装置の個数の違いによる応答特性の比較

図-12に緩衝装置の個数を60個又は90個とした時の両橋台、桁間の鋼管またはゴム製緩衝装置に作用する衝突力を時刻歴で示した。入力地震波や遊間は図-10及び11の場合と同じである。

ゴム製および鋼管製緩衝装置を増やした場合、緩衝装置の剛性が上がるため衝突力も大きくなる。そのため衝突回数も多くなった。鋼管は衝突回数も多く衝突力も大きい。そのため鋼管60個では右橋台部の緩衝装置が圧壊してしまったが、ゴムは破壊ひずみまで変形しなかった。

図-13に緩衝装置90個の場合の最初と最後の衝突時における衝突力の拡大図を示した。鋼管は最初と最後の衝突継続時間がほとんど変わらず一定だった。また、ここでは示していないが鋼管は個数を少なくすると、ひずみ軟化型なので衝突継続時間はゴムより長くなることがわかった。しかしあまり個数を少なくしてしまうと圧壊する危険性が高くなってしまふ。ゴムは最初の衝突継続時間が長くひずみ硬化型のため徐々に衝突継続時間は短くなっている。以上のことから鋼管はひずみ軟化型の性質と衝突回数も多くなることから、合計の衝突継続時間はゴムより長くなると言える。

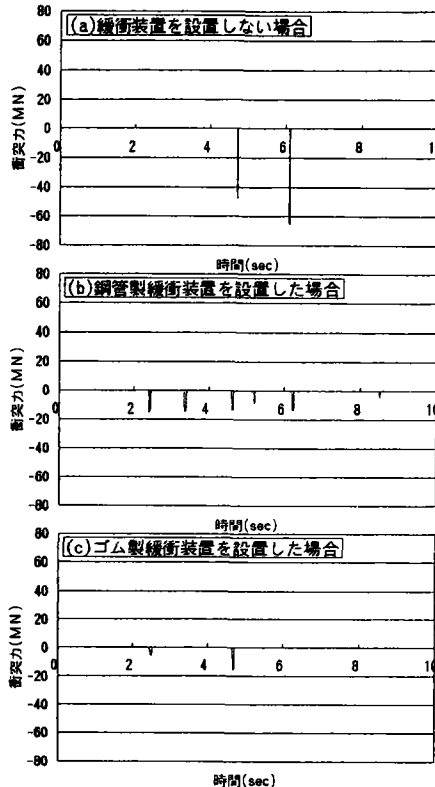


図-10 衝突力の時刻歴

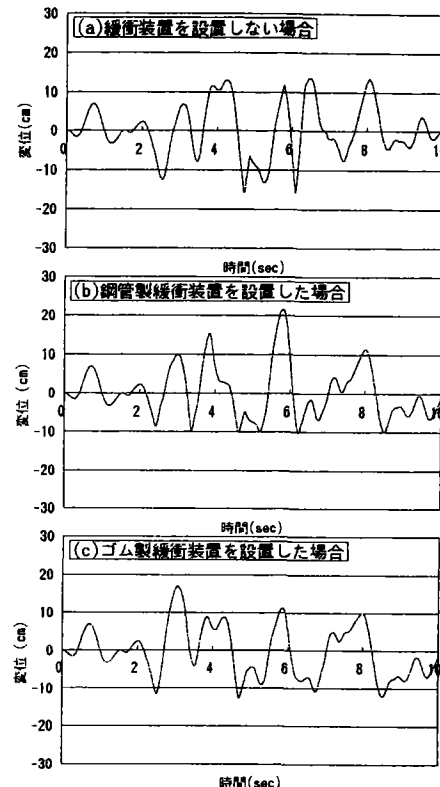


図-11 桁中央の水平応答変位の時刻歴

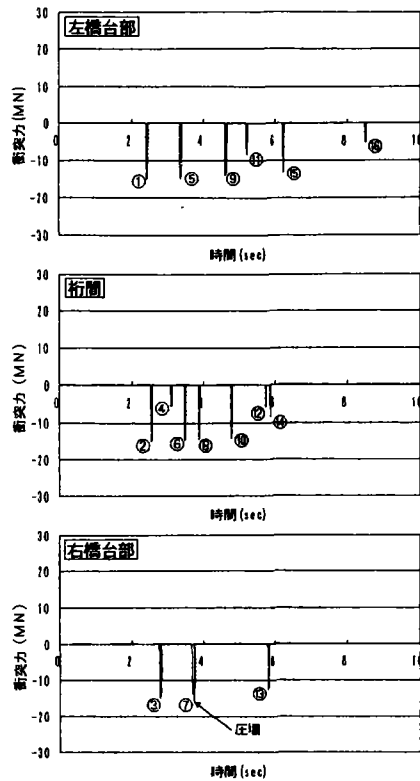
6. ゴム製緩衝装置と鋼管製緩衝装置の比較

図-14 にゴム及び鋼管製緩衝装置を 90 個設置した場合の緩衝装置に作用する衝突力と遊間との関係を示した。但し、図の縦軸の衝突力については 1 径間の桁の重量 6.5MN で除して無次元化した。また入力地震波は No.3 を使用した。(a)より鋼管は遊間 $U_c=10\sim 20\text{cm}$ で緩衝装置に作用する衝突力が一定であった。これは鋼管の変形量が塑性領域内であることを示しており、それぞれの遊間に対して適度な強度を保っていたと言える。しかし(b)よりゴムはそれぞれの遊間に応じて緩衝装置に作用する衝突力は異なり、鋼管より大きな衝突力が作用している。そのため遊間 $U_c=10\text{cm}$ では圧壊してしまった。

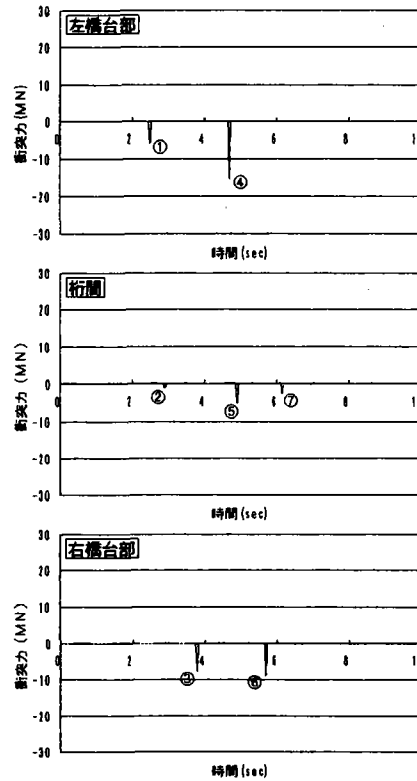
図-15 には同じ解析例における緩衝装置のエネルギー吸収量と遊間の関係を示した。但し、図の縦軸のエネルギー吸収量の値については静的載荷実験²⁾で得られた終局状態でのエネルギー吸収量(ゴム 90 個: $373\text{kN}\cdot\text{m}$ 、鋼管 90 個: $936\text{kN}\cdot\text{m}$)で除して無次元化した。

ゴムと鋼管を比べると実験値では鋼管の方がエネルギー吸収量は倍以上大きい。しかし解析上では緩衝装置の損傷や衝突が与える影響から大きく変わってくることがわかった。そのためゴムでは損傷を起こしている箇所では実験値を超えている場合が多い。反対に鋼管は実験値以下に収まっておりエネルギー吸収量は大きい。このことから遊間が狭い場所では衝突が頻繁に起こるので、エネルギー吸収性のあまり良くないゴムよりエネルギー吸収性の良い鋼管のほうが適していると考えられる。また遊間が広い場所では緩衝装置のエネルギー吸収量が小さいので、緩衝装置の個数を減らして大きく変形させることで衝突エネルギーを多く吸収させるなどの工夫が必要である。したがって緩衝装置の個数は遊間 U_c に合わせて適度に設置することが重要であると考えられる。

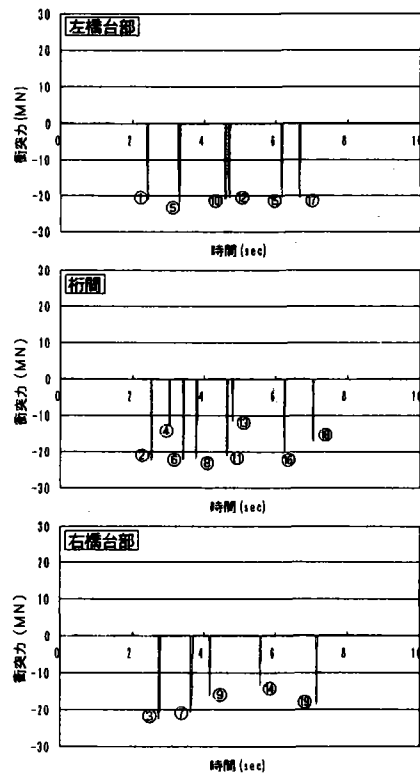
次に遊間 U_c を 15cm、入力地震動を No. 1 と想定して鋼管製及びゴム製緩衝装置を 30, 60, 90, 120, 150 個と設置した場合について解析を実施した。図-16 に鋼管製又はゴム製緩衝装置の個数と衝突力の関係を示す。図-17 に鋼管製又はゴム製緩衝装置の個数とエネルギー吸収量の関係を示す。また静的載荷実験²⁾で得られたエネルギー吸収量(終局状態でのエネルギー吸収量)も併せて示した。



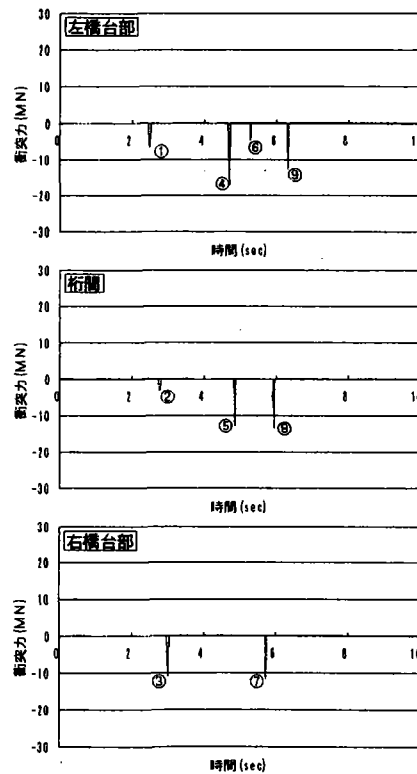
(a) 鋼管製緩衝装置 60 個



(b) ゴム製緩衝装置 60 個



(c) 鋼管製緩衝装置 90 個



(d) ゴム製緩衝装置 90 個

図-12 衝突力の時刻歴の比較 (緩衝装置の個数の影響)

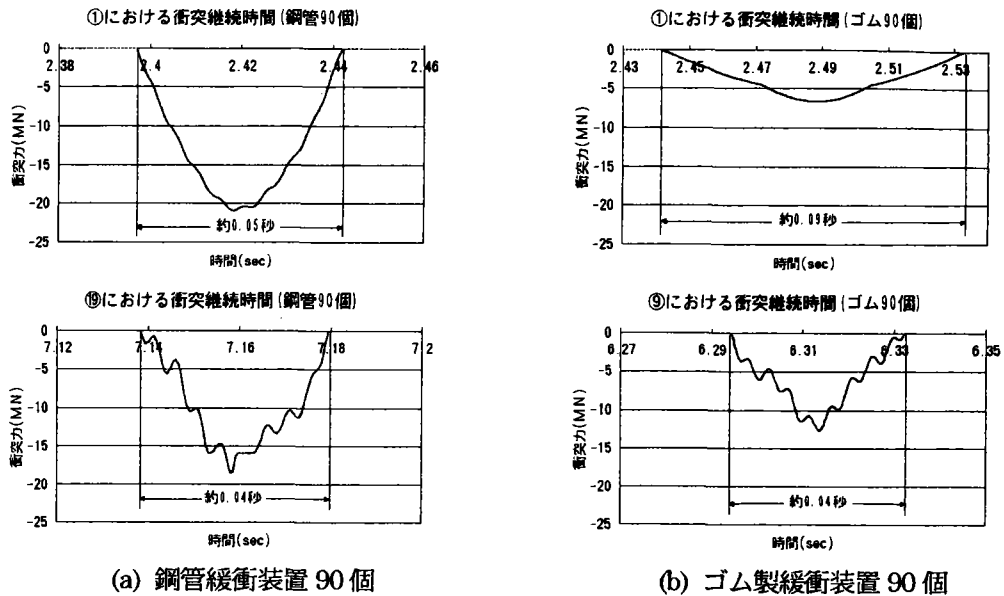


図-13 衝突継続時間の比較

図-16 より鋼管の場合、30 個では圧壊してしまうため衝突力は大きくなるが、60 個から圧壊しなくなるため衝突力は小さくなり、個数に比例して大きくなっていることがわかる。これは鋼管の変形量が塑性領域内である場合、第一降伏点荷重より衝突力は大きくなるためである。しかし逆に個数が多すぎると弾性域に入ってしまうため、衝突力は下がってくると考えられる。ゴムは 30 個でも圧壊しなかったため個数に対応して衝突力は大きくなっているが鋼管のように一定ではなく不規則に大きくなっている。

図-17 より鋼管では両橋台部、桁間で大きく変わってくる。これは衝突回数や衝突力の影響で緩衝装置の変形量に差が出てくるためだと考えられる。また個数を多くすればエネルギー吸収量も多くなるということにはならず、効率良くエネルギーを吸収しているのは鋼管 90 個設置した場合である。

これらの結果より、遊間 $U_c=15\text{cm}$ においてエネルギー吸収量を大きくして衝突力を小さくするのに最も適した数はゴムでは 100 個程度、鋼管は 90~100 個程度が適当だと考えられる。これは、およそ 0.40m/sec 程度の速度に対応する運動エネルギーを消費し得る装置に相当している。

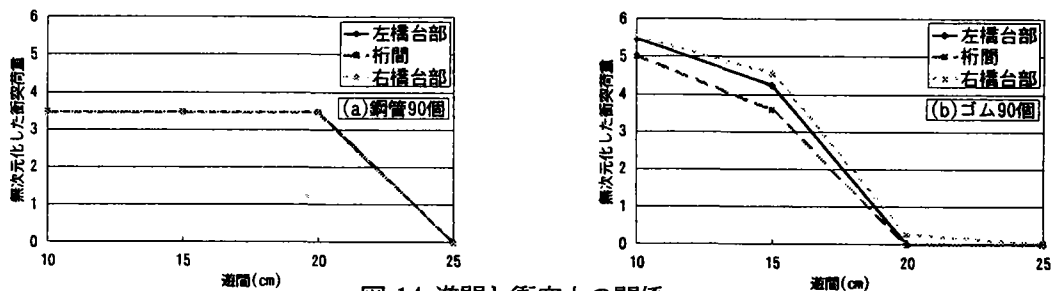


図-14 遊間と衝突力の関係

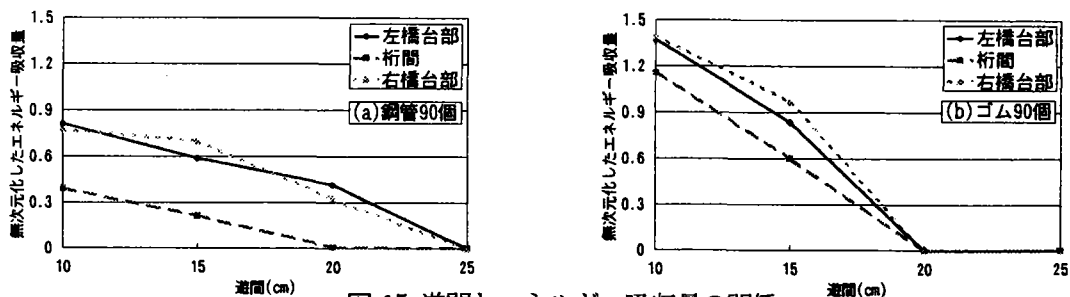


図-15 遊間とエネルギー吸収量の関係

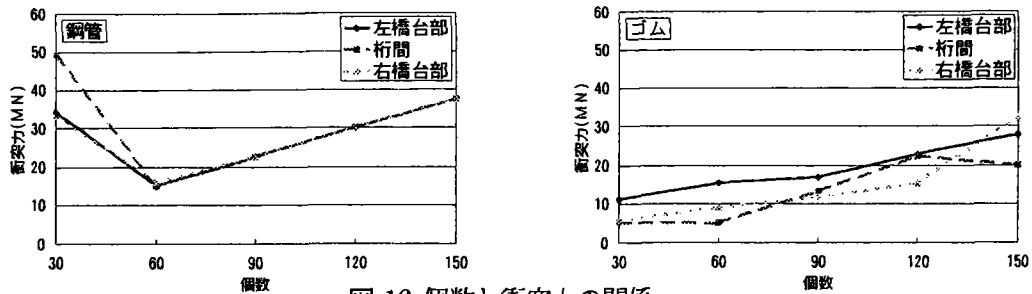


図-16 個数と衝突力の関係

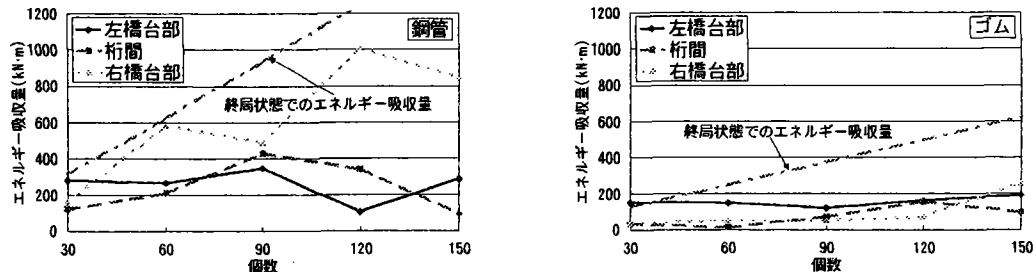


図-17 個数とエネルギー吸収量の関係

7. 結論

地震時の桁間衝突は複数回発生する可能性があり、早い回に緩衝装置の過度の損傷を生じることが好ましくない。一方、適度な損傷にとどめた上で、十分な塑性ひずみを生じさせなければならない。

入力地震動によっては、本研究における解析結果で示したように、適度の性能を緩衝装置にもたせることは可能であったが、他の波形では完全圧壊してしまうケースもあった。したがって、比較的柔な構造としておいて、最終的な圧壊に至る変形は生じない工夫が必要である。ひとつの可能性としては、鋼管内にゴムなどの柔らかい材料を挿入して鋼管の圧壊近傍では、過度の反力を生じないで、鋼管の過度な変形を抑制する方法も考えられる。これにより、結果的に衝突継続時間も長くすることができ、かつ、緩衝装置が圧壊して支承反力などの衝突による作用力が大きくなることも避けられる可能性がある。

鋼管は、荷重が一定で変形に比例してエネルギー吸収量が増えるため塑性領域内で変形を抑えればゴムより高いエネルギー吸収効果及び衝突力の低減効果を望める。しかし、塑性領域内に変形を抑えるためには適切な剛性・強度をもたせる必要がある。本研究では、これを特定する一般的方法を見出すには至っていない。今後は、上記の方法も念頭に入れながら、広い範囲の入力地震動に対して十分な緩衝効果を得られる方法を検討してゆきたい。

本研究は、文部省科学研究費補助金・基盤研究(c) (代表者:皆川勝, 課題番号 12650485) の助成を受けて行ったものである。また、本研究の一部は鋼橋技術研究会・耐震設計部会 (部会長:長嶋文雄) の活動として行われたものである。

【参考文献】

- 1) 川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No.12/ I-46, pp.129-142, 1999.1.
- 2) 鋼橋技術研究会耐震免震研究部会報告書, pp.77-144, 1999.11.
- 3) 長嶋文雄, 田中努, 大丸隆, 小林義明: 鋼製橋脚を有する既設橋の免震化による耐震効果, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.725-732, 1998.3.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996.2.
- 5) 川島一彦, 後藤洋三: 道路橋の免震設計とロックオフ機能付き橋台の開発, 土木施工, 32巻, 3号, pp.87-94, 1991.3.
- 6) 菊地敏男, 樋口俊一, 後藤洋三: 免震橋用ロックオフ装置の滑動時における破壊機構と最大反力簡易算定法の検討, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.153-161, 1994.10.

I-A303

極低降伏点鋼の歪み速度効果に関する一考察

㈱日本構造橋梁研究所 正 飛鳥馬隆志
 東京都立大学大学院工学研究科 学 阿部 義
 東京都立大学大学院工学研究科 正 長嶋 文雄

1. はじめに

構造物の耐震安全性を高める目的で、鋼製の高減衰装置を用いる場合がある。形式としてはパネル型、トラス型、テーパービーム型、マリオン型、リンク型など種々考案されているが¹⁾、これらのエネルギー吸収性能を明らかにするためには、実験的研究の他に解析的な検討が必要である。例えば、コンピュータによる3次元動的載荷シミュレーション解析などを行う必要があるが、材料特性のモデル化について詳しく検討されたものが殆どない。特に鋼製高減衰装置によく用いられている極低降伏点鋼材の歪み速度効果についてはデータが不足している。

本報告は、静的載荷試験および高速載荷試験を通して上記の点について明らかにし、特に塑性域から破断に至るまでのシミュレーション解析精度を向上させるため、有限要素メッシュに応じた材料特性のモデル化に関する検討を行ったものである。

2. 静的および高速載荷試験

極低降伏点鋼（BT-LYP100）の歪み速度効果を明らかにするため、静的載荷試験と高速載荷試験を行った。

静的載荷試験は5本の鋼棒（ $\phi 10.4, L=400\text{mm}$ ）について行った。高速載荷試験は図1, 2に示す試験機を使用した。

載荷速度は、図3に示すように助走区間を設けて載荷時に等速となるように設定されている。歪み速度は15, 7.5, 5, 2.5, 1, 0.5, 0.25, 0.05 sec^{-1} の8ケースとした。なお、ここでの歪み速度とは載荷速度を試験片の標点間距離20mmで除したものである。試験は、各歪み速度ごとに2回行った（試験片総本数16本）。図4に試験片形状と寸法を示す。

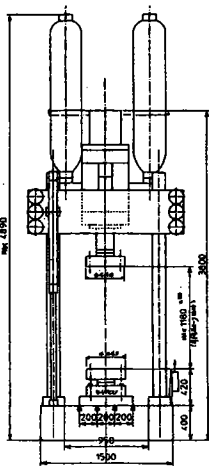


図1 高速載荷試験機

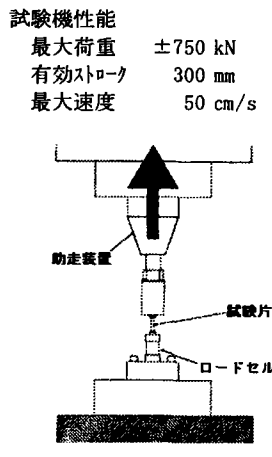


図2 試験片設置図

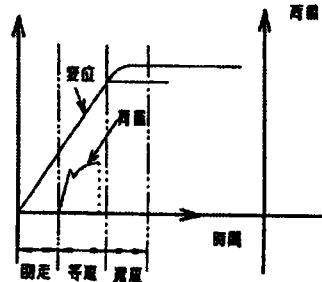


図3 載荷方法

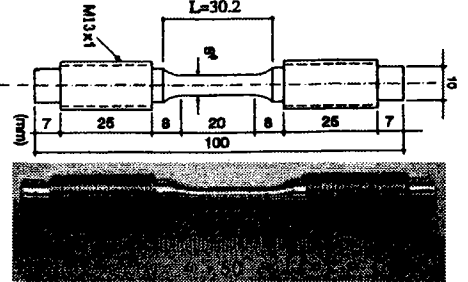


図4 高速載荷試験用試験片

3. 試験結果

1) 静的載荷試験結果

図5に静的載荷試験の公称応力-公称歪み曲線を示す。5回の引張試験の平均として降伏応力は 95.7N/mm^2 、引張強度は 233.4N/mm^2 となった。破断歪みは標点間距離を20 mmとした場合、1.15であった。なお、弾性係数は平均で $E = 8.6 \times 10^4\text{N/mm}^2$ となり、一般構造用鋼材の $E = 2.1 \times 10^5\text{N/mm}^2$ に対し1/2.4程度であった。

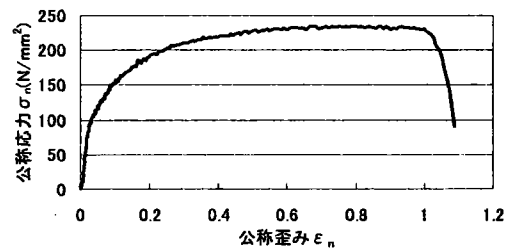


図5 静的載荷試験 応力-歪み曲線

2) 高速載荷試験結果

図6に代表的な4種類の歪み速度（0.05, 0.5, 5, 15 sec^{-1} ）における公称応力-公称歪み曲線を示す。なお、高速載荷試験は歪み速度ごとに2回の試験を行っているが、2回の試験結果はほぼ同じであったため、図6には片方のみの結果を示した。破断歪みは最低速の0.05 sec^{-1} のときやや大きく、他は歪み速度による大きな変化は見られなかった。弾性係数は静的載荷試験のものとはほぼ等しく、歪み速度による変化は殆ど見られなかった。

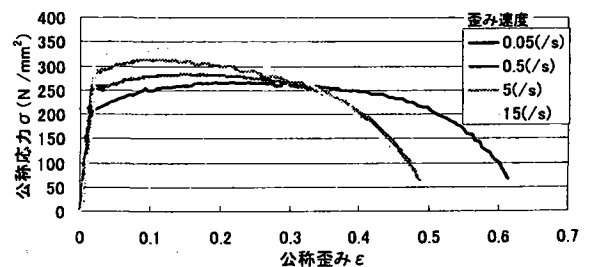


図6 高速載荷試験 応力-歪み曲線

図7は、歪み速度の変化による降伏応力、引張強度の変化

キーワード：極低降伏点鋼、歪み速度効果、損傷制御設計

連絡先：〒107-0062 港区南青山5-12-4

㈱日本構造橋梁研究所 TEL:03-3400-9101 FAX:03-3400-7861

を示したもので、両者とも歪み速度に対し片対数グラフ上でほぼ線形関係にあるとみなすことができる。図8に、歪み速度 1sec^{-1} ときの標点間距離をパラメータとした真応力 σ -塑性真歪み曲線を示す。真応力 σ は各標点間距離に対して体積不変の条件で求めたものであるため、真の真応力とはなっておらず、破断直前には低下することになる。ここでの標点間距離は有限要素メッシュとして読み替えることができ、解析モデルのメッシュに応じた真応力 σ -塑性真歪み関係を用いることで、精度の高いシミュレーション解析が可能となる。

4. 標点間距離に応じた歪み速度依存型材料特性のモデル化

歪み速度依存型の真応力 σ -塑性真歪み関係を各標点間距離毎にまとめ、回帰分析を行うことにより式(1)および図9に示すようなトリリニア型の関係曲線モデルを得た。当曲線は歪み速度 $\dot{\epsilon}$ と標点間距離 L_0 の関数となっている。有限要素解析には、図10に示すように、最大および最低歪み速度をカバーする複数本の関係曲線を入力データとして与え、各時刻における各要素の歪み速度に応じた真応力 σ -塑性真歪み関係が補間によって計算され用いられている。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_0 &= 0.0 \\ \sigma_0 &= 20.76 \ln(\dot{\epsilon}) + 248.8 \\ \epsilon_1 &= -0.01 \ln(\dot{\epsilon}) - 0.14 \ln(L_0) + 0.495 \\ \sigma_1 &= 11 \ln(\dot{\epsilon}) - 50 \ln(L_0) + 464 \\ \epsilon_2 &= -0.03 \ln(\dot{\epsilon}) - 0.18 \ln(L_0) + 0.751 \\ \sigma_2 &= 2.5 \ln(\dot{\epsilon}) - 63 \ln(L_0) + 527 \\ \epsilon_3 &= -0.02 \ln(\dot{\epsilon}) - 0.216 \ln(L_0) + 1.033 \\ \sigma_3 &= \sigma_2 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} & \left(0.05 \leq \dot{\epsilon} \leq 15 \text{ (sec}^{-1}) \right) \\ & \left(2.0 \leq L_0 \leq 20 \text{ (mm)} \right) \end{aligned} \dots \text{式(1)}$$

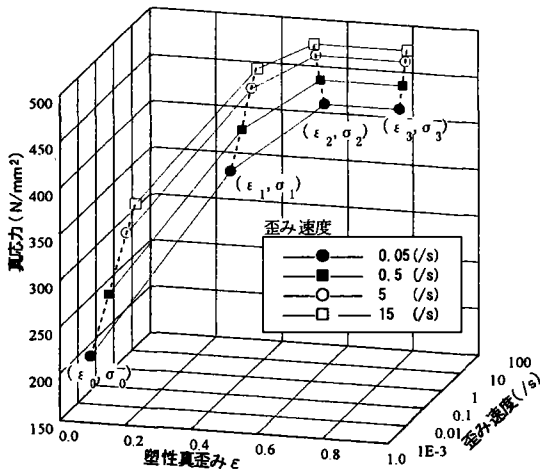


図10 モデル化の概念図

- [解析条件] 使用プログラム : LS-DYNA
 作成モデル : 1/4 モデル(184 要素)
 質量密度 : $8.01 \times 10^{-10} \text{ (kgf sec}^2/\text{mm}^4)$
 弾性係数 : $4.845 \times 10^3 \text{ (kgf/mm}^2)$
 ポアソン比 : 0.3
 刻み時間 : 約 8.0×10^{-8} 秒
 解析時間 : 歪み速度 $1 \text{ (sec}^{-1})$ のとき約 20 時間

5. まとめ

極低降伏点鋼の高速引張破断試験から数値シミュレーション解析を行うため、歪み速度依存型材料特性のモデル化を試みた。その結果、図11,12に示すように破断に至るまでの挙動を良好に再現できることが分かり、モデル化の妥当性が確認できた。今後は、実験と平行して当モデルを用いたシミュレーション解析を行い、種々の鋼製減衰装置の開発をしたいと考えている。

[参考文献] 1) 和田章 他共著; 建築物の損傷制御設計 (丸善)

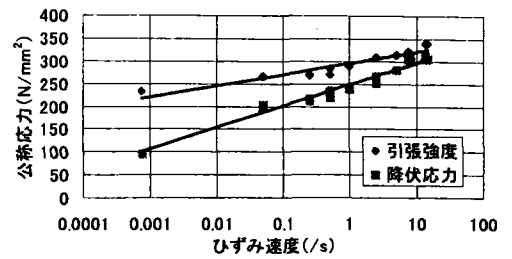


図7 歪み速度と降伏応力・引張強度の関係

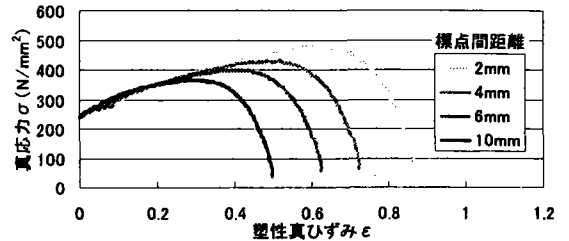


図8 真応力-塑性真歪みの関係(歪み速度 1sec^{-1})

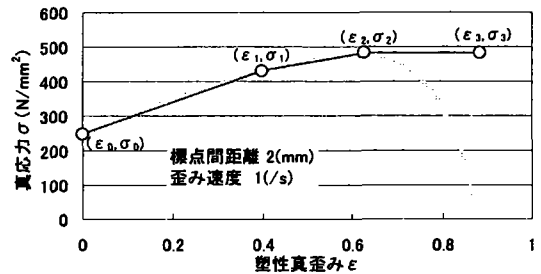


図9 真応力・塑性真歪みのモデル化

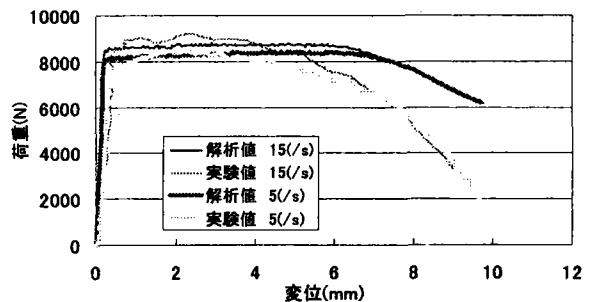


図11 シミュレーション解析結果 (荷重-変位関係)

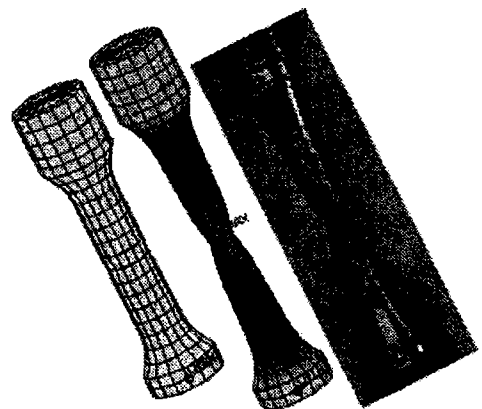


図12 载荷前および破断直後の解析結果と実験による破断後の試験片の変形形状比較

極低降伏点鋼の歪み速度依存型 応力-歪み関係のモデル化

吉田 康治¹・阿部 義²・長嶋 文雄³

¹正会員 工修 佐藤鉄工(株)橋梁設計三課 (〒103-0011 東京都中央区日本橋大伝馬町 2-7 日本橋第一ビル 5F)

²学生会員 東京都立大学・修士 工学研究科 土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

³正会員 工博 東京都立大学助教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

構造物の耐震安全性を高める目的で極低降伏点鋼などを用いた鋼製の高減衰装置を取り付ける場合がある。このエネルギー吸収性能を明らかにするためには、実験的研究の他にも解析的な検討が不可欠である。例えば、コンピュータによる3次元動的破壊挙動解析などを行う必要があるが、歪み速度効果を加味した材料特性のモデル化について詳しく検討されたものが殆ど見当たらない。

本報告は、極低降伏点鋼の静的および高速載荷試験を行い、特に塑性域から破断に至るまでの動的シミュレーション解析精度を向上させるために、有限要素メッシュに応じた応力-歪み関係のモデル化に関する検討を行ったものである。また、3次元動的破壊挙動解析を行い、これを実験結果と比較検討することによって、ここで得た歪み速度効果を加味した材料特性モデルの適合性を検証した。

Key Words : *low-yield-point steel, strain-rate effect, fracture analysis, shear damper*

1. はじめに

現行の橋梁耐震設計は、構造物の供用期間中に発生する確率が低い激震に対しては、主構の損傷をある程度許し、その部分のエネルギー吸収によって致命的な被害を防止する考え方、すなわち「損傷許容設計法」に基づいたものである。合理的な設計手法ではあるが、構造物が倒壊しなくとも主構に塑性ヒンジが生じて塑性変形が残れば、平成7年の阪神・淡路大震災で見られたように復旧工事のために膨大な費用がかかり、さらに長期間にわたって交通系が麻痺するために多大の経済的損失を覚悟しなければならない。

一方、性能規定型設計法の導入の流れがあるが、これは従来のやや画一的な耐震設計から脱却して、構造物の重要度(目的)や経済性などにより現行規定よりも細かい耐震安全性のランクを合理的に選択できるものである。この設計法を導入するために、より高度の耐震安全性を有する構造物の設計手法を確立する必要性が生じて来ている。

耐震性能のランクを上げるための手法の一つに「損傷

制御設計法」¹⁾がある。本手法は、高強度特性を有する鋼構造物の耐震設計に適した設計手法であり、極低降伏点鋼などを用いた鋼製のエネルギー吸収装置によって主構造物をほぼ弾性範囲内に留めようとするものである。これにより、激震を受けても主構造は健全であることによって、迅速な復旧作業が可能になる。

鋼製の高減衰装置のエネルギー吸収性能を明らかにするためには、実験的研究の他に解析的な検討も必要である。例えば、コンピュータによる動的載荷シミュレーション解析などを行う必要があるが、材料特性のモデル化について詳しく検討されたものが殆どない。特に鋼製高減衰装置によく用いられている極低降伏点鋼材の歪み速度効果についてはデータが不足している。

本報告は、静的および高速載荷試験を通して上記の点について明らかにし、特に塑性域から破断に至るまでのシミュレーション解析精度を向上させるため、有限要素メッシュに応じた材料特性のモデル化に関する検討を行ったものである。また、3次元動的破壊挙動解析を行い、この結果を実験結果と比較検討す

ることによって、ここで得た歪み速度効果を加味した材料特性モデルの適合性を検証したものである。

2. 極低降伏点鋼の静的および高速引張試験

(1) 試験装置および試験方法

静的引張試験、高速引張試験共に同種の極低降伏点鋼 (BT-LYP100) を用いた。供試体はいずれも極低降伏点鋼板から削り出し、静的引張試験には鋼棒 (平均径: $\phi_{ave}=10.4$ mm, 標点間距離: $L_0=60$ mm) 6本を、また高速引張試験には図-1 に示すような形状・寸法 ($\phi_{ave}=5.88$ mm, $L_0=20$ mm) のもの21本をそれぞれ用意した。ただし、予備試験等に幾本かを費やしたため、試験データとして用いたのは、静的および高速試験でそれぞれ5本、16本である。供試体の標点間には図-1の写真にあるように2 mmピッチでマークをし、破断試験後に塑性歪み量を計測することにした。

静的引張試験では一般的な万能試験機を用いたが、載荷速度は歪み速度換算で $8.5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ 程度とした。

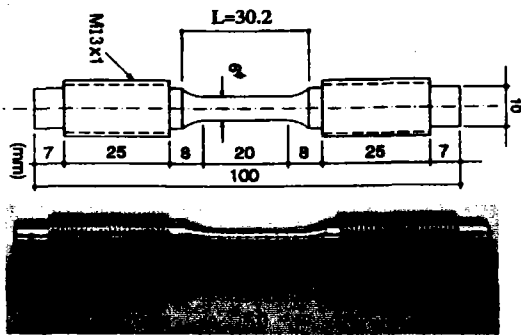


図-1 高速載荷試験用試験片形状

試験機性能
 最大荷重 ± 750 kN
 有効ストローク 300 mm
 最大速度 50 cm/s

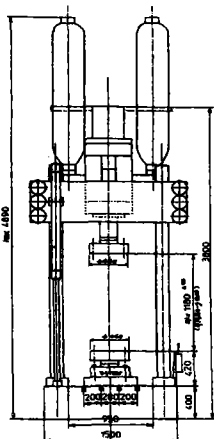


図-2 高速載荷試験機

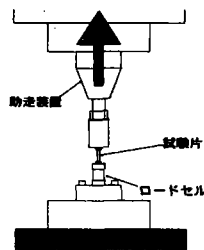


図-3(a) 試験片設置図

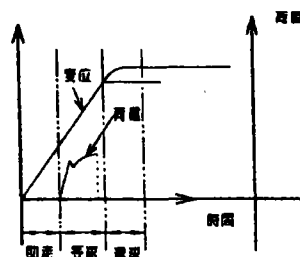


図-3(b) 載荷方法

高速引張試験は、図-2に示すような高速載荷試験機を使用した。載荷速度は、図-3(a), (b)に示すような助走装置による助走区間が設定されるようになっており、これによって載荷時にほぼ等速となるように設定されている。

歪み速度は、15.0, 7.5, 5.0, 2.5, 1.0, 0.5, 0.25, 0.05 sec^{-1} の 8 ケースとなるように載荷速度を設定した。なお、ここでの歪み速度とは載荷速度を試験片の標点間距離の長さ20mmで除した平均歪み速度である。また、試験は各歪み速度毎に2回行っている。

(2) 静的載荷試験結果

図-4に静的載荷試験の公称応力-公称歪み曲線を示す。5回の引張試験の平均として降伏応力は 95.7 N/mm^2 、引張強度は 233.4 N/mm^2 であった。破断歪みは標点間距離を20 mmとした場合、1.15であった。なお、弾性係数は平均で $E=8.6 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ となり、一般構造用鋼材の $E=2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ に対し $1/2.4$ 程度と低かった。

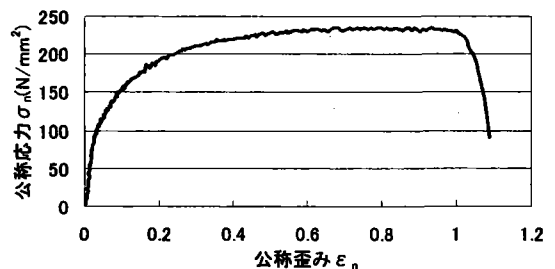


図-4 静的引張試験 公称応力-公称歪み曲線

(3) 高速載荷試験結果

図-5に代表的な4種類の歪み速度 (0.05, 0.5, 5.0, 15.0 s^{-1}) における公称応力-公称歪み曲線を示す。なお、高速載荷試験においては歪み速度ごとに2回の試験を行っているが、2回の試験結果はほぼ同じであったため、図-5には片方のみを示した。破断歪みには、歪み速度依存性は殆ど認められないが、高速になるにつれて幾分減少する傾向がある。弾性係数は静的載荷試験のものと同様等しく、歪み速度による変化は殆ど見られなかった。

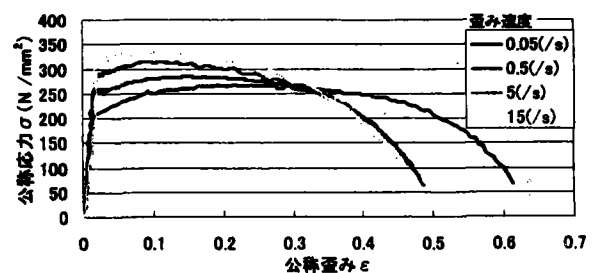


図-5 高速引張試験 公称応力-公称歪み曲線

図-6は、歪み速度の変化による降伏応力、引張強度の変化を示したもので、両者とも歪み速度に対し片対数グラフ上でほぼ線形関係にあるとみなすことができる。図-7に、歪み速度 1.0 s^{-1} のときの標点間距離をパラメータとした真応力 σ^* -塑性真歪み曲線を示す。真応力 σ^* は各標点間距離に対して体積一定の条件で求めたものであるため、真の真応力とはなっておらず、破断直前には低下することになる。ここでの標点間距離は有限要素メッシュとして読み替えることができ、解析モデルのメッシュに応じた真応力-塑性真歪み関係を用いれば、精度の高いシミュレーション解析が可能となる。

3. 歪み速度依存型材料特性のモデル化

歪み速度依存型の真応力-塑性真歪み関係を各標点間距離毎にまとめて回帰分析することによって式(1)および図-8に示すようなトリリニア型の関係曲線モデルを得た。当曲線は歪み速度 $\dot{\epsilon}$ と標点間距離(有限要素メッシュに対応) L_0 の関数となっている。 $\dot{\epsilon}$ と L_0 の有効範囲は式中に示したとおりである。有限要素解析には、図-9に示すように、最大および最

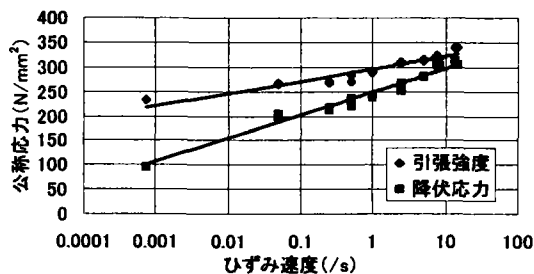


図-6 歪み速度と降伏応力・引張強度の関係

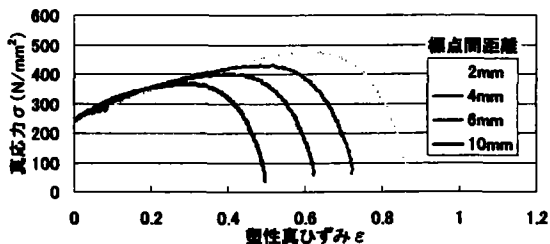


図-7 真応力 σ^* -塑性真歪みの関係(歪み速度 1 s^{-1})

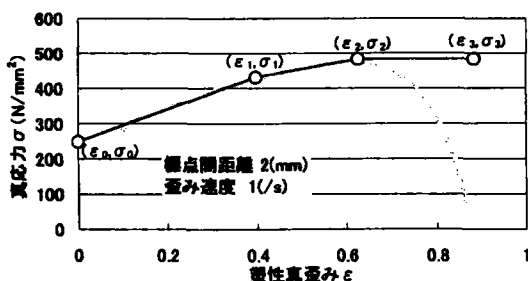


図-8 真応力 σ^* -塑性真歪みのモデル化

低歪み速度をカバーする複数本の関係曲線を入力データとして与え、各時刻における各要素の歪み速度に応じた真応力-塑性真歪み関係は補間によって計算されて用いられる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_0 &= 0.0 \\ \sigma_0 &= 20.76 \ln(\dot{\epsilon}) + 248.8 \\ \epsilon_1 &= -0.01 \ln(\dot{\epsilon}) - 0.14 \ln(L_0) + 0.495 \\ \sigma_1 &= 11 \ln(\dot{\epsilon}) - 50 \ln(L_0) + 464 \\ \epsilon_2 &= -0.03 \ln(\dot{\epsilon}) - 0.18 \ln(L_0) + 0.751 \\ \sigma_2 &= 2.5 \ln(\dot{\epsilon}) - 63 \ln(L_0) + 527 \\ \epsilon_3 &= -0.02 \ln(\dot{\epsilon}) - 0.216 \ln(L_0) + 1.033 \\ \sigma_3 &= \sigma_2 \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

[有効範囲]
 $0.05 \leq \dot{\epsilon} \leq 15 \text{ (sec}^{-1}\text{)}$
 $2.0 \leq L_0 \leq 20 \text{ (mm)}$

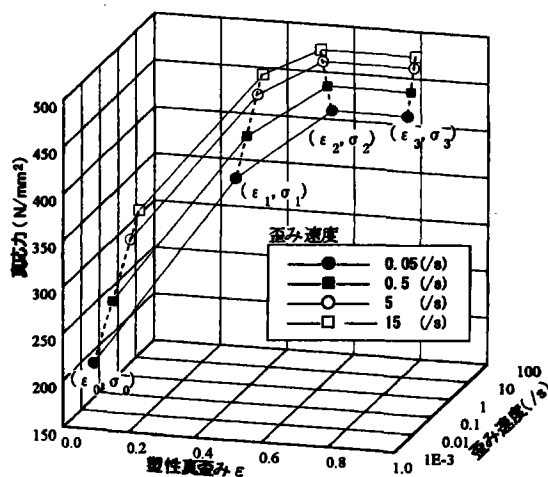


図-9 モデル化の概念図

4. 歪み速度効果を加味した3次元有限要素解析

(1) 高速引張破断挙動解析

ここで提案した歪み速度依存型の応力-歪み関係式(1)と表-1に示す解析条件を用いて高速引張破断挙動のシミュレーション解析を行った。解析時間は、歪み速度 1 s^{-1} で約20時間であった。図-10, 11に、それぞれ荷重-変位関係、変形形状に関する解析結果と実験結果との比較図を示す。破断近傍での応力低下傾向に若干の差が見られる(これは、 $\epsilon_2 - \epsilon_3$ 間の応力変化に取って負勾配を与えなかったためである)が、弾性域から破断に至るまで解析結果と実験結果は良く合っている。

表-1
解析条件

使用プログラム	LS-DYNA
作成モデル	1/4モデル(184要素)
質量密度	$8.01 \times 10^{-10} \text{ (kgfsec}^2\text{/mm}^4\text{)}$
弾性係数	$4.845 \times 10^3 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$
ポアソン比	0.3
時間刻み	約 8.0×10^{-8} 秒

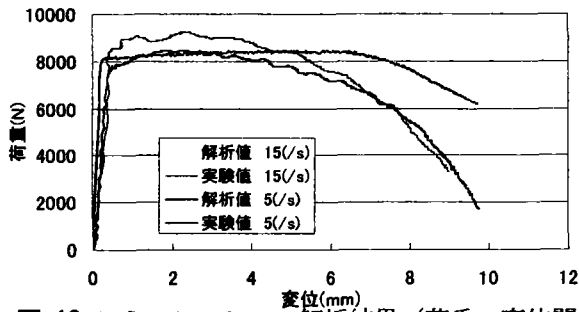


図-10 シミュレーション解析結果 (荷重-変位関係)

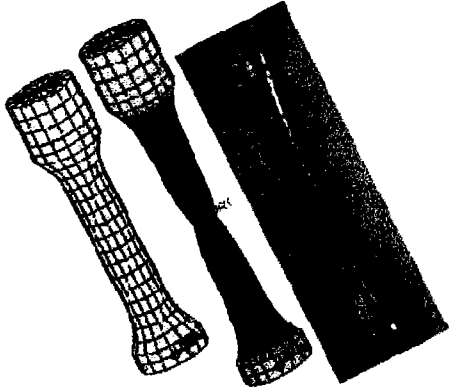


図-11 荷重前および破断直後の解析結果と実験による破断後の試験片の変形形状比較

(2) せん断パネルの交番载荷解析

文献3)で用いられた、せん断型の極低降伏点のリップ付きパネルダンパーの概略図を図-12に示す。実験は正弦波加振で行われ、最大せん断変形角 γ_{max} の範囲は $1/500 \sim 1/25 \text{ rad}$ 、平均せん断歪み速度 $\dot{\gamma}_{ave}$ の範囲は $0.02 \sim 0.32 \text{ (/sec)}$ であった。ここで、 γ_{max} は図-13に示す通りであり、 $\dot{\gamma}_{ave}$ は平均速度 $4D/T$ を高さ h で除したものとし、 $\dot{\gamma}_{ave} = 4D/Th$ と定義する。

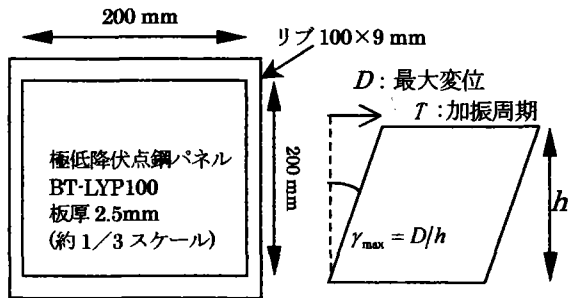


図-12 文献3)で用いられたリップ付パネルダンパー

図-13 最大せん断変形角 γ_{max}

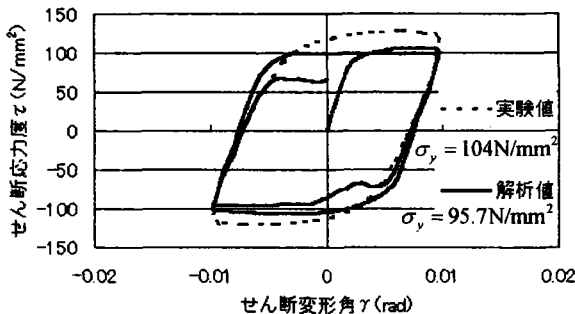


図-14 $\tau - \gamma$ 関係曲線 ($D: 2 \text{ mm}$, $T: 1 \text{ sec}$)

これらの条件を基に、汎用ソフトである LS-DYNA を用いた動的シミュレーション解析を行った。

解析には、高速引張破断試験から得られた歪み速度効果を考慮した真応力-真歪み関係を用いた。パネルは $20 \times 20 \text{ mm}$ のシェル要素、リップは $20 \times 25 \times 9 \text{ mm}$ のソリッド要素でモデル化した。尚、解析は2周期間行うことにした。

図-14に、せん断応力度 τ - せん断変形角 γ 関係について実験結果と解析結果を比較した図を示す。解析結果の2周期目はパネルの塑性化の進行により、せん断変形角が零付近で面外座屈の発生位置が入れ替わる事による応力の低下が見られた。これは文献2)、3)でも観察されており、载荷速度が増すにつれて目立たなくなるようである。実験³⁾と解析の引張降伏応力 σ_y の違い(図-14中に記す。実験の方が8.7%大きい。)を考慮すると、両者は非常に良く似ている。降伏せん断応力度 ($\tau_0 = \sigma_0 / \sqrt{3}$) を基準として、最大せん断応力度に関する動的応答倍率 (τ_{max} / τ_0) についても求めてみたが、値、傾向ともによく合致していた。

5. おわりに

極低降伏点鋼の高速引張破断試験から数値シミュレーション解析を行うための歪み速度依存型材料特性のモデル化を試み、提案式(1)を得た。有限要素解析の結果、弾性域から塑性域を経て破断に至るまでの挙動を良好に再現できることが分かり、モデル化の妥当性について確認することができた。今後は、ここで提案した数値モデルを用いて種々の鋼製減衰装置に関する検討・開発を行いたいと考えている。

【謝辞】

本研究における極低降伏点鋼の高速引張試験は、(社)鋼橋技術研究会・耐震設計研究部会の活動の一環として行われたものである。本研究を遂行するにあたり、熱心な討議をしていただいた部会員各位に感謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 和泉章他共著；建築物の損傷制御設計 (丸善)。
- 2) 例えば、田中・佐々木：極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第509号、1998。
- 3) 佐藤・和泉他：低降伏点鋼せん断パネルの動的加力実験、建築学会大会概要集、1999。

極低降伏点鋼サイスマックダンパーの動的載荷試験

トピー工業(株)鉄構事業部 正 ○ 村松 正義
 東京都立大学大学院工学研究科 学 阿部 義
 東京都立大学大学院工学研究科 正 長嶋 文雄
 三井造船(株)鉄構設計事業部 正 酒井 正和

1. はじめに

極低降伏点鋼は早期のエネルギー吸収性能が期待できるという利点があり、また加工（溶接、切断、曲げ加工）も一般鋼と同様に行うことができ、さらに材料費も一般鋼と殆ど変わらないことなどの特徴があるため、履歴型のサイスマックダンパーの材料として用いられる場合がある。本研究は、この極低降伏点鋼を用いたより合理的なサイスマックダンパーの設計を目的として、3種類の基本的な変形（曲げ・せん断・振り）に基づく減衰装置を作製し、その基本性能を、動的載荷実験を通して明らかにする試みを行ったものである。

2. 動的載荷試験の概要

(1) 載荷装置と実験方法 曲げ・せん断・振りの載荷試験が可能な載荷装置を作製した(図-1, 写真-1)。供試体の下端を固定し、上端部に、2本のレールを抱いて滑るそり状のスライダを介してアクチュエーターで動的に載荷する。このとき、横変位が大きくなるにつれて必然的に供試体に引張力が発生する。レールとスライダの間には硬質ゴムがコーティングされており、圧縮変形により多少この引張力の発生を遅らすようになっているが、

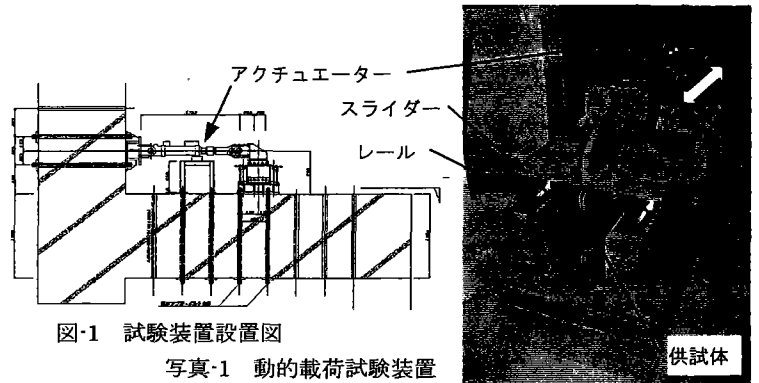


図-1 試験装置設置図

写真-1 動的載荷試験装置

今回の試験は、この引張力が顕著に現われる前までの範囲に限定した。加振周波数 0.01~1.0 Hz の正弦波状の強制変位を加えたが、加振パターンとして、a) ステップ漸増型、b) 連続漸増型、c) 一定振幅型の3種類を用いた。荷重はアクチュエーターのロードセル、また変位はレーザー変位形を用いて直接測定した。

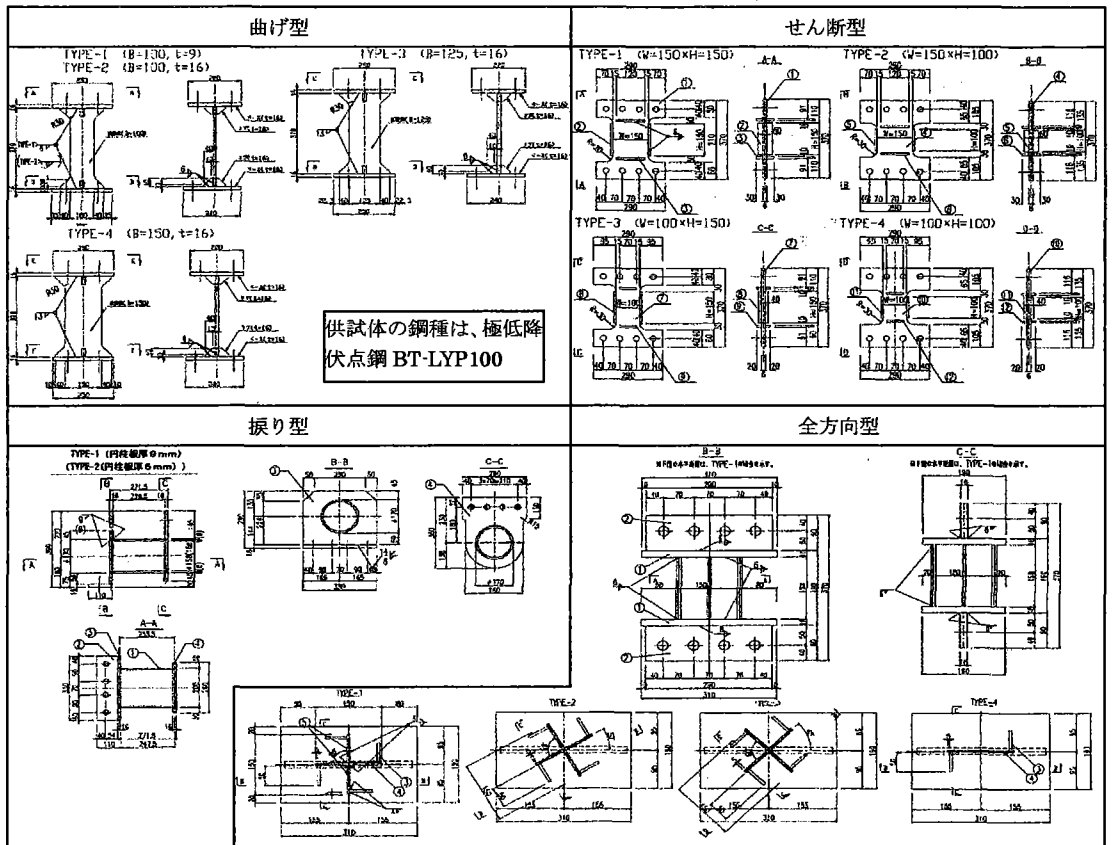


図-2 供試体形状と寸法図

キーワード: サイスマックダンパー、極低降伏点鋼、動的繰り返し載荷試験、損傷制御設計

連絡先: 〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1 東京都立大学大学院工学研究科土木工学専攻 TEL:0426-77-1111 内(4531) FAX:0426-77-2772

(2) 供試体の特徴 供試体は基本的な3タイプ、すなわち、曲げ型(Type B)・せん断型(Type S)・振り型(Type T)の他に、せん断型を直交させて組み合わせた全方向型(Type A)を加え、計4種類作製した。各供試体の形状と寸法を図-2に示す。全方向型は載荷方向角を0°, 30°, 45°の3方向に変化させた。各供試体に対して2体同じものを作製した。曲げ型は最も単純な構造として選択したものである。せん断型供試体の補剛リブは、なるべく純粋なせん断特性を得る目的で隅角部を不連続にした。また幅厚比は比較的小さく、面外座屈は先行しない供試体となっている。過去に行った円筒の塑性振り解析で良好な結果が得られたことから、振り型を加えた。本実験では供試体上部の孔にピンを通し、これに強制変位を加える方法を採用した。全方向型は、溶接作業が煩雑になることから、補剛リブを片側のみ付ける事にしたものである。

3. 動的載荷試験結果と考察

最も大きく塑性域に入っている曲げ型においても、交番載荷数10回程度の試験を4回連続しても殆ど同様の履歴曲線が得られた。また、いずれの型の減衰装置においても繰り返し載荷に対する安定性が優れていることが分かった。図-3は最初に軸力の影響を調べるために行った特別な試験結果であり、曲げ型供試体の連続漸増入力における履歴曲線である。降伏以後、流れ場を経て復元力は一時低下するが、暫くすると再び

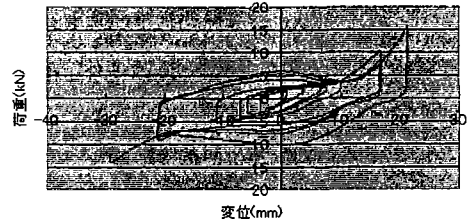


図-3 曲げ型の履歴曲線（軸力の影響）

上昇に転じる。これは加力装置の鉛直方向変位を拘束したまま横変位させることに伴う軸力の発生が原因で生じる現象である。鉛直軸方向拘束によるもう一つの問題である歪み硬化現象については、幾つかの実験で報告されているが、今回の実験では、スライド面の硬質ゴムの影響によるものか、図-3のような強い軸力が作用する場合を除いて、顕著な歪み硬化現象は見られなかった。ここで用いたせん断型は隅角部に弱点があり、面外曲げ変形が生じる場合もあった。疲労亀裂は、やはり隅角部から発生し、せん断面に沿って進展した。幅厚比を小さくすると履歴曲線の顕著なスナップスルーが見られなくなるが、体積当りのエネルギー吸収効率は低下する。図-4はタイプ別に1サイクル当りの履歴曲線の面積（吸収エネルギー）を計算し、そのときの最大変位を横軸にとって表わしたものである。全方向せん断型は全て、せん断型と殆ど同じ曲線上にあることから、任意の地震波の入射角に対しても十分その機能を発揮することが分った。また、図-5は同グラフを供試体の体積で除し、基準化して表わしたものである。せん断型のエネルギー吸収効率が良いことが分かる。今回の試験結果より、3種類の履歴型ダンパーの総合的な評価をすると、表-1のようにまとめられる。

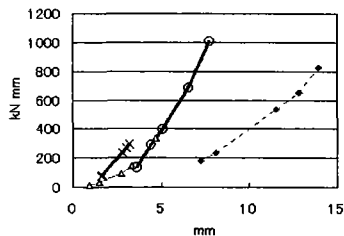


図-4 変位 - 吸収エネルギー関係

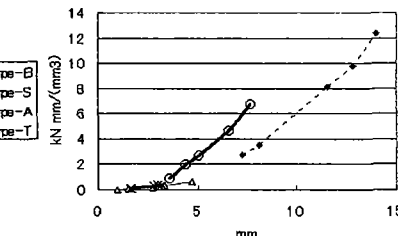


図-5 変位 - 吸収エネルギー関係 (体積による基準化したもの)

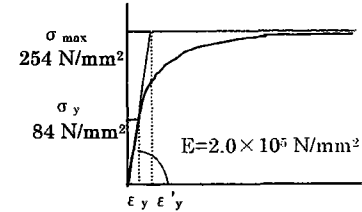


図-6 極低降伏点鋼の応力-歪み関係のモデル化

4. 設計手法に関する考察

今回用いた極低降伏点鋼の静的降伏応力度と強度はそれぞれ84 N/mm², 254 N/mm²である。しかし、この静的降伏応力度に基づいてサイスミックダンパーを設計すると、復元力値を過小評価することになる。むしろ、図-6に示すように、極低降伏点鋼の応力-歪み関係を簡略してバイリニアで表わす方が実際の復元

表-1 各履歴型ダンパーの総合評価

	振り型	曲げ型	せん断型
製作性	△	◎	○
施工性	△	◎	○
経済性	○	○	○
エネルギー吸収効率	○	△	◎
総合評価	▲	○	◎
特徴	小変位で吸収大 トルクの与え方が難しい 曲げ加工の手間が掛かる	構造が単純 大变位にも 追従可	リブの溶接がやや煩雑 全方向型も可 効率が良い

力に合致することが分かった。この理由として歪み速度の影響が考えられ、歪み速度の上昇に伴って急激に降伏応力度が上昇し、バイリニア型の応力-歪み曲線に近づくためであると思われる。初期剛性の算定式を得たが、これと図-6のバイリニア曲線より求めた復元力から降伏時の変形が求められ、次に塑性変形量が求められることになる。

5. まとめ 履歴型サイスミックダンパーのプロトタイプの基本特性、エネルギー吸収性能、製作性、施工性などについて実験的に明らかにした。また、合理的な設計手法についていくつか検討を行った。