

УДК 539.3

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА ВНЕДРЕНИЯ ЖЕСТКОГО УДАРНИКА В БЕТОННУЮ ПРЕГРАДУ

А.И. Садырин, С.В. Крылов, С.А. Пирогов, Е.В. Цветкова

Нижний Новгород

Предложены конституционные уравнения модели динамического деформирования и разрушения бетона и твердых горных пород, сформулированные в рамках модели однофазной сплошной среды, сопротивление которой зависит от вида напряженного состояния (разносопротивляющаяся среда). Состояние разрушения достигается при накоплении в материале предельного уровня повреждений. Рассмотрены характеристики процесса внедрения жестких ударников в массивы бетона и мрамора. Величины перегрузок и предельных глубин проникания сравниваются с экспериментальными данными и эмпирическими зависимостями.

Введение

В задачах ударного внедрения и проникания ударников в массивы бетона при скоростях удара порядка нескольких сотен метров в секунду основной прикладной интерес представляет влияние, оказываемое условиями соударения на величины перегрузок (интегральные силы сопротивления внедрению), пределы баллистики, конечные глубины проникания, запреградные скорости при сквозном пробитии и т.п. Деформационные и прочностные свойства бетонов, оказывающие существенное влияние на указанные характеристики процесса ударного внедрения и проникания, отличаются нестабильностью во времени и зависят от многих факторов различной природы: технологии приготовления, физико-механических характеристик основных компонент состава бетона, их количественного соотношения и минералогического состава, введенных добавок, эксплуатационных условий и т.д. [1]. Математические модели динамического поведения бетона формулируются обычно в рамках механики однофазных сплошных сред, сопротивление которых зависит от вида напряженного состояния (разносопротивляющиеся среды). Однако модели, достаточно полно и адекватно учитывающие физическую нелинейность, сложный характер процессов динамического деформирования, трещинообразования и разрушения в условиях многоосного напряженного состояния, а также зависимости прочностных свойств от скорости деформирования, в настоящее время находятся в стадии становления и апробации [2].

Краткий обзор моделей малопластичных разносопротивляющихся сред типа бетонов, скальных и полускальных горных пород при интенсивных ударных воздействиях, приведен в работах [3–8].

При формулировке математических моделей, описывающих процессы динамического деформирования и разрушения бетона и твердых горных пород, наибольшее распространение получили подходы, базирующиеся на соотношениях

дифференциальных теорий пластичности с уравнением поверхности текучести, зависящей от давления, вида напряженного состояния, скорости деформирования, параметра упрочнения и т.д. Нелинейные зависимости давления от удельного объема формулируются вначале без учета влияния девиаторных компонент тензоров напряжений и деформаций, но в последующем дополняются зависимостями, учитывающими влияние девиатора тензора напряжений и эффекты дилатансии. Следуя работам [8–10], приведем основные уравнения для девиаторных и шаровых компонент тензоров напряжений и деформаций.

Взаимосвязь девиаторных составляющих напряжений и деформаций

При формулировке определяющих соотношений кинетики процессов упруго-пластического деформирования и разрушения разносопротивляющихся материалов типа бетона для девиаторных составляющих тензоров напряжений и деформаций вводятся три предельных поверхности: поверхность разрушения, поверхность текучести среды с частичными повреждениями структуры и поверхность текучести среды с полностью нарушенной структурной прочностью.

Предполагается, что поверхность разрушения $F_f = 0$, являющаяся функцией тензора напряжений σ_{ij} и скорости деформаций $\dot{\epsilon}$, представляется следующим образом:

$$F_f = F_f(\sigma_{ij}, \dot{\epsilon}) = \tilde{\sigma}_i^2 + \frac{C_f}{f(\varphi)} \tilde{\sigma}_i + B_f \tilde{I} - A_f = 0. \quad (1)$$

Здесь $\tilde{\sigma}_i = \sigma_i / \sigma_c$ и $\tilde{I} = I / \sigma_c$, где $\sigma_i = \sqrt{1,5\sigma'_{kj}\sigma'_{kj}}$ – интенсивность девиатора напряжений, $I = \sigma_{ij}\delta_{ij}$ – первый инвариант тензора напряжений, σ_c – величина предела прочности при одноосном сжатии; $f(\varphi)$ – функция, описывающая влияние угла фазы девиатора напряжений, определяемого соотношением

$$\cos(3\varphi) = 13,5 \frac{J'_3}{\sigma_i^3}, \quad (2)$$

где J'_3 – третий инвариант (детерминант) девиатора напряжений; A_f, B_f, C_f – параметры, определяемые через экспериментальные данные о пределах прочности при одноосном сжатии σ_c , одноосном растяжении σ_p и двухосном сжатии σ_{cc} . Пределы прочности $\sigma_c, \sigma_{cc}, \sigma_p$ являются в свою очередь экспериментально определяемыми функциями скорости деформаций $\dot{\epsilon}$. Функция $f(\varphi)$ строится как некоторая интерполяция для промежуточных значений угла φ на основе экспериментальных данных о прочности для меридианов растяжения и сжатия, соответствующих видам напряженного состояния одноосного растяжения и сжатия [8].

Уравнение поверхности текучести среды с частичными повреждениями структуры $F_p = 0$ в текущем состоянии принимается в следующем виде:

$$F_p(\sigma_{ij}, \dot{\epsilon}, \vartheta, \omega) = \bar{\sigma}_i - \left(A_p - \frac{B_p \bar{I}}{1 - \gamma B_p \bar{I}} \right) \beta(\varphi) q(\vartheta) = 0. \quad (3)$$

Здесь $\bar{\sigma}_i$ и \bar{I} – соответственно интенсивность девиатора напряжений и первый инвариант тензора напряжений, отнесенные к начальному пределу текучести при одноосном сжатии σ_{fc}^0 ; $\dot{\epsilon}$ – скорость деформаций; ϑ – параметр упрочнения; $\omega \in [0, 1]$ – параметр поврежденности; $\beta(\varphi)$ – функция, описывающая влияние угла

Фазы девиатора напряжений, определяемого соотношением (2); A_p, B_p – параметры, определяемые через экспериментальные данные о пределах текучести при одноосном сжатии σ_{Tc}^0 и одноосном растяжении σ_{Tp}^0 ; α – параметр, согласующий условие текучести (3) с уравнением поверхности прочности (1); $q(\vartheta)$ – неубывающая функция, описывающая упрочнение при упругопластическом деформировании бетона.

Функция упрочнения $q(\vartheta)$ определяется исходя из аппроксимации восходящей (равновесной) ветви экспериментальной диаграммы одноосного сжатия бетона $\sigma_{Tc}(e_i)$ с учетом предположения о “подобии” кривых упрочнения для всех видов напряженного состояния. Уравнение восходящей ветви представляется в виде:

$$\sigma_{Tc} = \sigma_{Tc}^0 + \frac{3GC_p(e_i - e_{i0})}{C_p + (e_i - e_{i0})}. \quad (4)$$

Здесь $\sigma_{Tc}, \sigma_{Tc}^0$ – текущий и начальный пределы текучести при одноосном сжатии; G – модуль сдвига; e_p, e_{i0} – интенсивности девиатора деформаций в текущем и начальном (на пределе текучести) состояниях соответственно, определяемые через компоненты девиатора деформаций e'_{ij} , согласно выражению $e_i = \sqrt{2/3 e'_{ij} e'_{ij}}$; C_p – константа аппроксимации экспериментальной диаграммы деформирования $\sigma_{Tc}(e_i)$. В модели принято, что процесс упругопластического деформирования бетона сопровождается изотропным расширением начальной поверхности текучести, которое моделируется возрастанием функции упрочнения $q(\vartheta)$ от начального значения $q(0) = 1$ до $q^* = q(\vartheta^*)$, где ϑ^* – предельное значение параметра упрочнения, соответствующее разрушению.

Закон течения, ассоциированный с уравнением поверхности текучести (3), записывается следующим образом:

$$de_{ij}^p = \frac{1}{r} \sigma'_{ij}(\sigma_i d\sigma_i). \quad (5)$$

Функция $r(\vartheta)$ называется функцией упрочнения, где в качестве параметра упрочнения ϑ взят параметр Одквиста, определяемый соотношением:

$$\vartheta = \int d\vartheta = \int \sqrt{\frac{2}{3} de_{ij}^p de_{ij}^p}. \quad (6)$$

Для вычисления параметра поврежденности бетона используется схема линейного суммирования повреждений. Предполагается, что возрастание параметра поврежденности связано с пластическим деформированием бетона, то есть с возрастанием параметра упрочнения ϑ . Малое приращение параметра поврежденности $d\omega$, связанное с процессом упругопластической догрузки, находится из соотношений:

$$d\omega = \frac{d\vartheta}{\Delta\vartheta^*}, \quad d\vartheta = \sqrt{\frac{2}{3} de_{ij}^p de_{ij}^p}, \quad \Delta\vartheta^* = \sqrt{\frac{2}{3} \Delta e_{ij}^{p*} \Delta e_{ij}^{p*}}. \quad (7)$$

Разрушение бетона наступает при выполнении равенства, соответствующего условию достижения текущей поверхностью текучести (3) в точке нагружения поверхности разрушения (1):

$$\omega = \int d\omega = \int \frac{d\vartheta}{\Delta\vartheta^* (\Delta\eta\sigma_{ij})} = 1. \quad (8)$$

Здесь величина $\Delta\eta$ характеризует расстояние в пространстве напряжений от начальной поверхности текучести до поверхности разрушения при пропорциональном нагружении, а Δe_{ij}^{p*} – соответствующие этому пути нагружения пластические деформации.

В разрушенном состоянии бетон описывается моделью упругопластической среды с нулевым сопротивлением всестороннему растяжению и поверхностью текучести типа (3):

$$F_{pf}(\sigma_{ij}, I, \dot{e}) = \bar{\sigma}_i - \left(A_{pf} - \frac{B_{pf} \bar{I}}{1 - \alpha_f B_{pf} \bar{I}} \right) = 0, \quad (9)$$

как это принимается в [11] для разрушенных скальных пород. В уравнении (9) A_{pf} , B_{pf} , α_f – экспериментально определяемые параметры.

Переход напряженного состояния с поверхности (3) на поверхность (9) соответствует ниспадающей (неравновесной) ветви диаграммы деформирования бетона. На рис. 1,а приведена примерная форма диаграмм одноосного сжатия бетона разной прочности, рекомендованная Европейской комиссией по бетону (ЕКБ-ФИП). По оси абсцисс на рисунке величина деформаций отнесена к деформации, соответствующей максимуму напряжений. Видно, что при разрушении бетона на ниспадающей ветви диссипируется заметная доля энергии деформирования. В расчетах ниспадающая ветвь диаграммы моделировалась пошаговым снижением уровня действующих напряжений σ'_{ij} в зависимости от величины превышения ими уровня предела текучести.

Взаимосвязь шаровых составляющих напряжений и деформаций

При моделировании динамического деформирования бетона необходимо учитывать начальную пористость бетона, которая для некоторых марок бетона в исходном состоянии может достигать уровня 10% [1]. Для описания взаимосвязи шаровых компонент тензоров напряжений и деформаций при динамическом деформировании сред с пористостью широко применяются так называемые P – α модели типа Херрманна. Если ограничиться рассмотрением умеренных величин нагрузок, не превосходящих существенно предела полного закрытия пор, и пренебречь девиаторными компонентами тензора напряжений, то основные представления, используемые при формулировке указанной модели, можно пояснить следующим образом. Зависимость давления $P(v)$ в пористом материале от удельного объема v представляется в параметрическом виде посредством введения некоторого параметра α , характеризующего степень пористости материала, с помощью двух функций:

$$P = f(v, \alpha), \quad \alpha = h(P). \quad (10)$$

Конкретный вид зависимости $\alpha = h(P)$ получают либо аппроксимацией экспериментальных данных, либо расчетно-аналитическим путем, рассматривая деформацию некоторой структурной модели. Чаще всего это шар со сферической полостью, но используются и другие фигуры, например, цилиндр со сферической полостью. При этом характеристики деформирования пористого тела выражаются через механические свойства материала матрицы. Формально параметризация (10) предоставляет большой произвол в выборе вида функций f и h . Однако, если параметру α придавать какой-либо конкретный физико-механический смысл, например,

относительного объема сплошного вещества (матрицы) в пористом теле:

$$\alpha = v_s / v, \quad (11)$$

либо обратной ему величины $\alpha = \rho_s / \rho$ (v_s – удельный объем сплошного матричного материала – материала, в котором поры отсутствуют; ρ, ρ_s – плотности пористой среды и матричного материала соответственно), то указанный производный фактически снимается.

Схематичный вид зависимости $\alpha = h(P)$, часто используемый при этом в $P-\alpha$ модели, изображен на рис. 1, б сплошной линией. Значками P_e и P_{s0} на рисунке отмечены уровни давлений, соответствующие начальному пределу обратимого (упругого) деформирования пористого материала и пределу, при достижении которого наступает полное закрытие пор и происходит переход материала в сплошное (беспоровое) состояние. Соединяются пределы P_e и P_{s0} кривой необратимого уплотнения пор, из любой точки которой возможны промежуточные упругие разгрузки и повторные нагрузки с последующим выходом на кривую необратимого уплотнения.

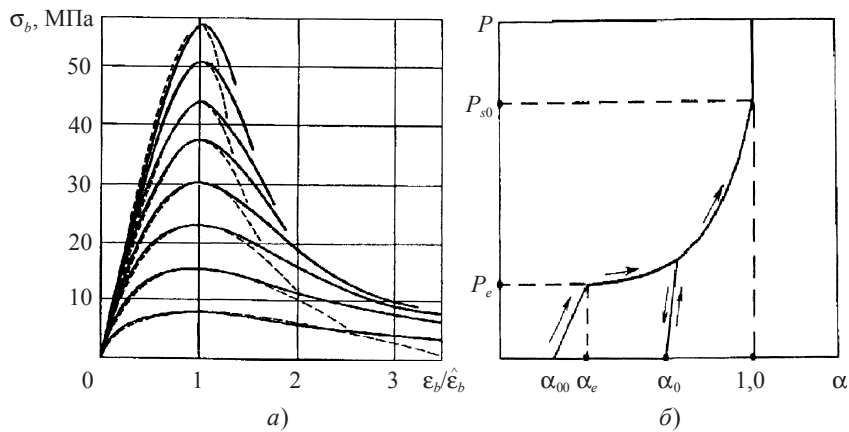


Рис. 1

Анализ экспериментальных данных ударного компактирования пористых материалов показывает, что при выборе функции $\alpha = h(P)$ следует учитывать специфику эффектов ударного деформирования. Во-первых, при умеренных величинах давления полного закрытия пор не наблюдается. Переход к беспоровому состоянию происходит асимптотически при высоких давлениях. Во-вторых, начальная стадия компактирования для высокопористых материалов с малопластичным матричным материалом происходит при малых изменениях давления по сравнению с величиной P_e . Другими словами, величина производной $dP/d\alpha$ из выражения (10) на начальном участке компактирования близка к нулю. В этом случае вклад деформаций матричного материала в общий объем деформаций пористой среды незначителен до давлений порядка нескольких десятков МПа. Для материалов с умеренной и малой начальной пористостью сопротивление необратимому уплотнению заметно возрастает начиная с начальной стадии необратимого компактирования. И, наконец, деформации при компактировании пористых материалов достигают величин, при которых для подсчета удельной внутренней энергии целесообразно использование истинных (логарифмических) мер деформаций. С указанными аспектами компактирования

пористых материалов наиболее полно согласуется следующее соотношение:

$$\alpha = 1 - (1 - \alpha_e) \exp \left[- \left(\frac{P - P_e}{R} \right)^{1/n} \right], \quad (12)$$

где параметр пористости α определяется отношением объемов v_s, v или плотностей ρ_s, ρ сплошного и пористого материалов соответственно, согласно выражению (11), а величины R, n – константы материала. Давление P в (12) считается положительным при сжатии.

Эксперименты показывают, что скорость звука C в пористой среде зависит от коэффициента пористости α , плавно меняясь вместе с ним от величины C_e при $\alpha_{00} \leq \alpha \leq \alpha_e$ (см. рис. 1) до величины C_0 при $\alpha \cong 1$, где C_0 – скорость распространения малых изменений объема в сплошном веществе, и может быть аппроксимирована некоторой функцией от α . С учетом того, что величина α при упругом деформировании сред с малой пористостью меняется мало, а зависимость остаточной деформации в образце бетона или твердой горной породе от максимальной деформации близка к линейной, скорость C может быть выражена через величину пористости α линейной зависимостью:

$$C = \frac{1}{1 - \alpha_e} (C_e - \alpha_e C_0 + \alpha (C_0 - C_e)). \quad (13)$$

При описании необратимого уплотнения особенностью P – α модели является использование ударной адиабаты сплошного материала $P_s = P_s(v_s)$ в представлении функции $f(v, \alpha)$ из (10). Общий вид функции $f(v, \alpha)$ записывается следующим образом:

$$f(v, \alpha) = \varphi(\alpha) P_s = \varphi(\alpha) P_s(v_s) = \varphi(\alpha) P_s(\alpha \cdot v). \quad (14)$$

Соотношения (10)–(14) путем очевидных преобразований позволяют выразить все характеристики процесса компактирования пористой среды в рассматриваемом диапазоне нагрузок и условий нагружения [9, 10].

В рамках предложенных соотношений P – α модели влияние девиаторных компонент тензора напряжений на шаровую составляющую напряжений в пористых малоупругих средах учитывается двояким образом. Во-первых, это влияние проявляется через дилатансионный эффект разуплотнения среды, который можно описать следующим уравнением:

$$de^p = - \frac{d\alpha}{\alpha} = \lambda d\vartheta, \quad (15)$$

где de^p и $d\vartheta = \sqrt{2/3 de_{ij}^p de_{ij}^p}$ – приращения объемных необратимых деформаций разуплотнения и интенсивности необратимых деформаций сдвига соответственно, $\lambda = \lambda(P)$ – коэффициент скорости дилатансии, α – коэффициент пористости. В первом приближении коэффициент скорости дилатансии можно принять в виде кусочно-линейной функция давления. Во-вторых, наличие девиаторной составляющей тензора напряжений снижает сопротивление необратимому уплотнению пористой среды. Этот эффект в CAP-моделях приближенно описывают простейшей зависимостью в виде эллиптической CAP-кривой [12–14]:

$$\tilde{P} = \sqrt{P^2 - \sigma_i^2}, \quad (16)$$

где P – давление, полученное в предположении нулевой интенсивности девиатора напряжений, а \tilde{P} – уровень давления, скорректированный с учетом текущей величины σ_i интенсивности девиаторной составляющей тензора напряжений, $\sigma_i = \sqrt{3/2 \sigma'_{ij} \sigma'_{ij}}$.

Экспериментальное исследование внедрения сфероконического ударника

При тестировании предложенной модели деформирования и разрушения бетона было проведено сравнение с экспериментальными данными результатов расчета по прониканию в разрушающуюся бетонную преграду сфероконического ударника. В рамках обращенного натурального эксперимента исследовалось ударное взаимодействие жесткого стального ударника сфероконической формы с преградой из бетона. Мишень представляла собой цилиндр длиной 6,7 см и радиусом 2,7 см, выполненный из мелкозернистого бетона. Мишень помещалась в контейнер, разгонялась с помощью газовой пушки калибром 57 мм до скоростей 212 и 217 м/с и наносила удар по неподвижному ударнику, соединенному с мерным стержнем. Контейнер представлял собой стальную трубу длиной 6,7 см и диаметром равным примерно диаметру ствола пушки. С помощью тензодатчиков, наклеенных на мерном стержне, определялись усилия, возникающие в стержне, и затем, путем их интегрирования, – сила сопротивления прониканию. Натурные эксперименты были выполнены в НИИ механики Нижегородского госуниверситета А.М. Браговым с сотрудниками, которым авторы выражают благодарность за предоставленные экспериментальные данные.

Расчетная схема данной задачи (момент времени $t = 0$ мс) и конфигурация расчетной области для двух моментов времени процесса внедрения ударника (моменты времени $t = 0,2$ и $t = 0,34$ мс) изображены на рис. 2.

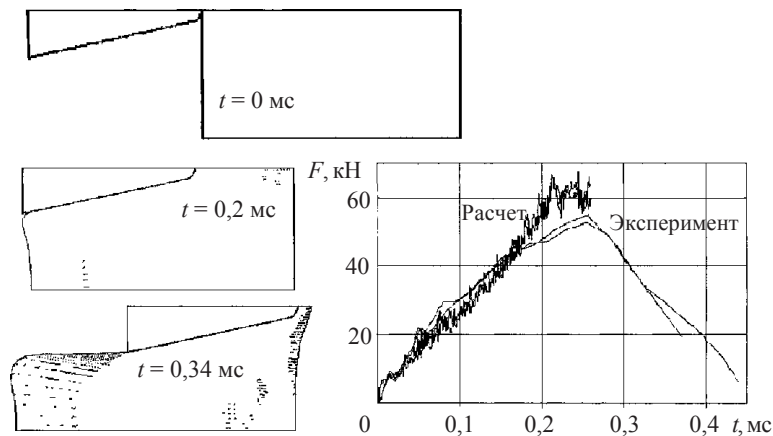


Рис. 2

В силу осевой симметрии задачи здесь и далее рассматриваются половины осевого сечения соударяющихся тел. На границах бетонной мишени задавались следующие граничные условия: ось симметрии (на оси симметрии задачи), жесткая стенка (ею моделировалась жесткая стальная труба), контактные условия с трением (на границе взаимодействия мишени с ударником) и свободная поверхность на тыльной стороне мишени. Начальные условия соответствовали движению свобод-

ной от напряжений мишени с начальными скоростями 212 м/с и 217 м/с навстречу неподвижному ударнику, деформирующемуся в процессе удара упруго.

Динамика развития зон разрушения бетонной преграды, полученная в результате расчетов по программному комплексу UPSGOD, основанному на методике [15], иллюстрируется на рис. 2 (моменты времени $t=0,2$ и $t=0,34$ мс), где черточками и точками отмечены зоны разрушения. К моменту времени $t=0,34$ мс разрушения в мишени становятся обширными, сопровождаются отколами с тыльной и фронтальной частей, что согласуется с характером дробления мишени, наблюдаемым в эксперименте, и происходит пробитие мишени.

На рис. 2 также представлены расчетная кривая и экспериментальные зависимости сил сопротивления внедрению (интегральные контактные силы) от времени. Расчетные данные приведены до момента времени, соответствующего максимуму интегральной силы сопротивления внедрению. Наблюдается удовлетворительное соответствие опытных и расчетных данных на этапах накопления повреждений в мишени, предшествующих максимуму силы. Вычислительный эксперимент проводился также для случая прямого натурного эксперимента, когда мишень покоилась, а перемещался ударник с начальной скоростью 212 м/с. Результаты расчетов для обоих вариантов совпадают.

Внедрение в массив бетона ударника с оживальной головной частью

Рассматривается процесс внедрения упруго деформирующегося ударника в массив бетона. Граничные условия задачи аналогичны рассмотренным выше условиям ударного взаимодействия с мишенью сфероконического ударника. На рис. 3 представлены расчетные конфигурации зоны ударного взаимодействия (разрушения в бетонной преграде помечены штриховкой) для четырех состояний процесса внедрения ударника, при скоростях удара 250 м/с (верхний ряд) и 500 м/с (нижний ряд) соответственно. Безразмерное время \bar{t} на рисунке соответствует времени процесса соударения t , отнесенному ко времени пробега t_0 продольной упругой волны вдоль ударника. Видно, что развитие зон разрушения массива бетона для обеих скоростей соударения происходит сходным образом: путем формирования зоны лицевого выброса разрушенного материала вблизи места внедрения ударника и образования кратера. Размер и глубина образующегося кратера растут с ростом скорости удара, растут также разрушения во внутренней зоне мишени, примыкающей к кратеру.

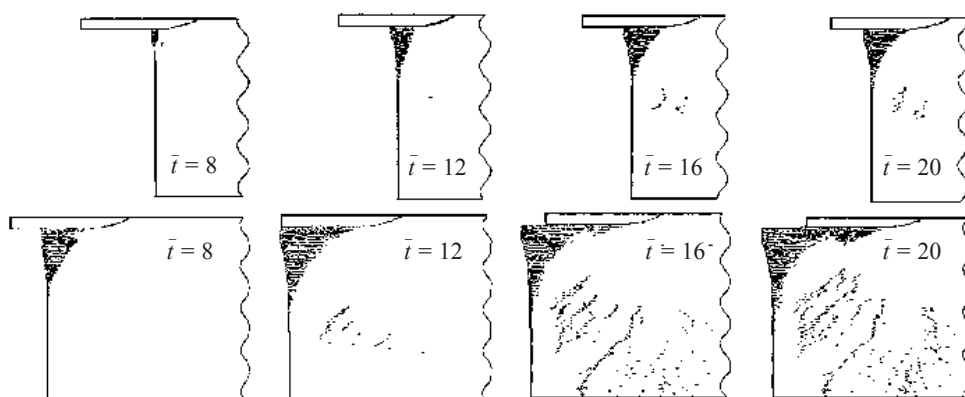


Рис. 3

На рис. 4,а показано изменение величины перегрузок в ударнике во времени для скоростей удара 400 м/с и 500 м/с. Видно, что максимальные перегрузки возникают на начальной фазе внедрения, соответствующей заглоблению в мишень оживальной головной части ударника. В целом, расчетные кривые перегрузки носят колебательный характер, инициированный волновыми процессами в ударнике и мишени. Процесс внедрения иллюстрируется зависимостями безразмерной глубины внедрения \bar{d} от времени, представленными на рис. 4,б для тех же скоростей удара. Глубина внедрения на рисунке отнесена к начальной длине ударника.

Неплохое количественное согласие наблюдается при сравнении расчетных финальных глубин проникания для скоростей удара 250, 320, 400 и 500 м/с (кривая 3) с предсказаниями двух альтернативных эмпирических формул Национального комитета США по обороне [16] (кривые 1 и 2), представленными на рис.4,в.

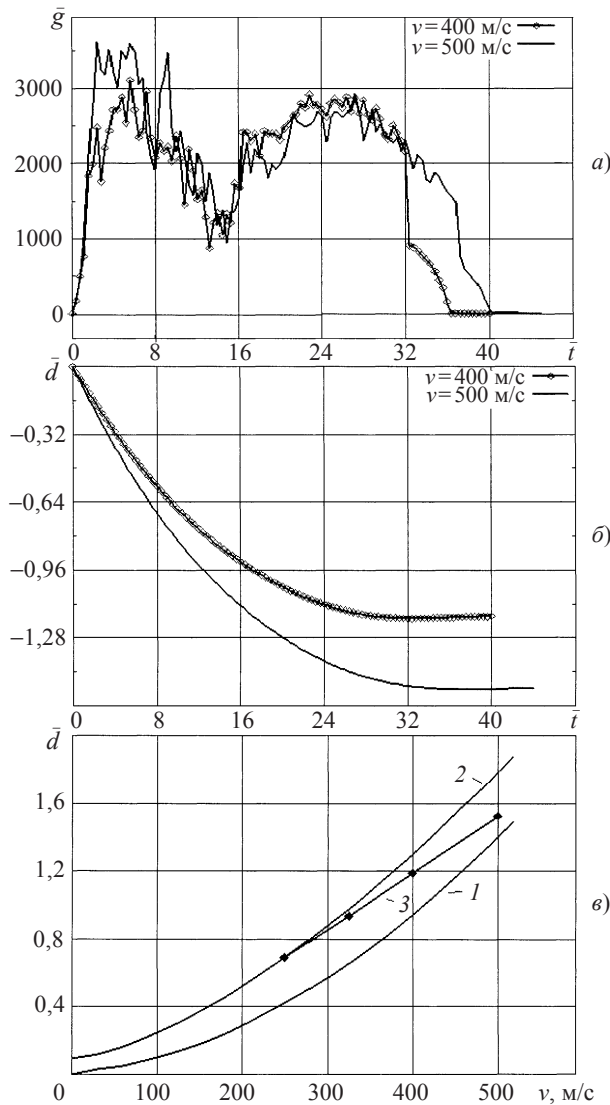


Рис. 4

В работе [17] приведены эмпирические формулы расчета финальных глубин и перегрузок недеформируемых ударников с коническими и оживальными формами оголовков в мягкие и скальные грунты. Глубина d проникания определяется по формуле $d = \alpha \cdot K_s \cdot S \cdot N \cdot (m/A)^{0,7} \cdot (V_s - 30,5)$, где $\alpha = 0,0000175$ – константа, m – масса ударника, K_s – "скальный" фактор, N – "носовой коэффициент", S – эмпирический коэффициент, зависящий от вида грунта, A – площадь радиального сечения ударника, V_s – скорость соударения. При внедрении ударников с оживальной головной частью в бетон и скальные породы принимается, что $N = 0,18(L_n/D) + 0,56$, L_n – длина оживального носика, D – диаметр ударника.

$$K_s = \begin{cases} 1, & \text{ако } m \geq 182 \text{ кг} \\ 0,46 \cdot m^{0,15}, & \text{ако } m < 182 \text{ кг} \end{cases}$$

Для нахождения среднего значения перегрузки предлагается формула $\bar{g}_0 = V_s^2 / (2gD)$, где g – ускорение свободного падения. В работе предполагается, что максимальное значение перегрузки \bar{g} определяется формулой: $\bar{g} = 1,5\bar{g}_0$.

Поскольку основные характеристики деформирования и разрушения твердых горных пород в качественном отношении близки к аналогичным характеристикам бетона [3, 11], то представляется оправданным использование описанной выше модели деформирования и разрушения для расчета перегрузок и определения глубин при проникании ударника с оживальной головной частью в массив мрамора ($L_n/D = 1,44, S = 0,76$). Механические характеристики для оснащения модели мрамора были взяты из работ [18, 19]. Расчеты по вышеуказанным формулам для скоростей удара 100, 150, 200, 250 и 300 м/с сравнивались с результатами численного моделирования, полученными с помощью пакета UPSGOD. На рис. 5, а, б представлены в виде функций от скорости соударения соответственно глубина проникания твердого ударника, отнесенная к начальной длине ударника, и максимальная перегрузка. Наблюдается хорошее совпадение результатов численных расчетов с результатами, полученными по эмпирическим формулам.

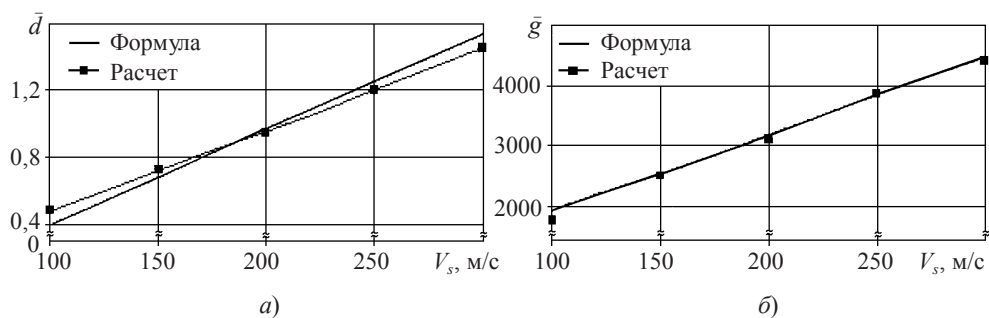


Рис. 5

Заключение

Приведенные результаты расчетов подтверждают неплохие предсказательные возможности предложенной модели деформирования и разрушения бетона и твердых горных пород при внедрении в них малодеформируемых ударников. Программный пакет UPSGOD позволяет с достаточной точностью проводить компьютерное моделирование процессов внедрения и проникания в указанные среды при скоростях удара до нескольких сотен метров в секунду.

Работа выполнена при частичном финансировании Министерством образования и науки РФ (грант Президента РФ на поддержку ведущих научных школ НШ-6391.2006.8).

Литература

1. *Баженов, Ю.М.* Бетон при динамическом нагружении / Ю.М. Баженов. – М.: Стройиздат, 1970. – 272 с.
2. *Ломакин, Е.В.* Механика сред с зависящими от вида напряженного состояния свойствами / Е.В. Ломакин // IX Всероссийск. съезд по теоретич. и приклад. механике.: Аннот. докл. Т. III. / Н. Новгород: Изд-во ННГУ. – 2006. – С. 136–137.
3. *Драгон, А.* Континуальная модель пластически-хрупкого поведения скальных пород и бетона / А. Драгон, З. Мруз // Механика деформируемых твердых тел. Направления развития. – М.: Мир, 1983. – С. 163–188.
4. *Бычков, И.Н.* Динамическое деформирование бетона / И.Н. Бычков, В.А. Велданов, А.Л. Исаев // Труды МВТУ. – 1985. – № 436. – С. 48–55.
5. *Карпенко, Н.И.* Общие модели механики бетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
6. *Bicanic, N.* Constitutive model for concrete under dynamic loading / N. Bicanic, O.C. Zienkiewicz // Earthquake Engng. Struct. Dynamic. – 1981. – V. 11. – P. 689–710.
7. *Sorousian, P.* Dynamic constitutive behavior of concrete / P. Sorousian, Choi Ki-Bong // J. Amer. Concr. Inst. – 1986. – № 3-4. – P. 251–259.
8. *Садырин, А.И.* Модель динамического деформирования и разрушения бетона / А.И. Садырин // Проблемы прочности и пластичности: Межвуз. сб. / Н.Новгород: Изд-во ННГУ. – 2003. – Вып. 65. – С. 5–14.
9. *Садырин, А.И.* Определяющие соотношения ударного компактирования шашота / А.И. Садырин, С.А. Пирогов // Проблемы прочности и пластичности: Межвуз. сб. / Н.Новгород: Изд-во ННГУ. – 2005. – Вып. 67. – С. 143–150.
10. *Садырин А.И.* Уточненная модель пластического деформирования пористой среды / А.И. Садырин // Химическая физика. – 1995. – Т. 14, № 2-3. – С. 136–142.
11. *Замышляев, Б.В.* Модели динамического деформирования и разрушения грунтовых сред / Б.В. Замышляев, Л.С. Евтерев. – М.: Наука, 1990. – 215 с.
12. *Gupta, Y.M.* Local response of reinforced concrete to missile impact / Y. M. Gupta, L. Seaman // SRI international final report № EPRI NP-1217 (Electric power institute, Palo Alto, California, October 1979).
13. *Drucker, D.C.* Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity / D.C. Drucker, R. E. Gibson, D. J. Henkel // Trans. of the Amer. Soc. of Civil Eng. – 1956 – № 121. – P. 338–346.
14. *Sandler, I.* Generalized cap model for geological materials / I. Sandler, F. L. DiMaggio, G. Y. Baladi // J. Geotech. Div. ASCE 102 GT7 (July 1976) – P. 683–699.
15. Метод распада разрывов в динамике упругопластических сред / М.Х. Абузьяров [и др.] // ЖВМиМФ. – 2000. – Т. 40, № 6. – С. 940–953.
16. *Kennedy, R.P.* A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects / R.P. Kennedy // Nucl. Eng and Design. – 1976. – № 37.
17. *Young, C.W.* Penetration Equations / C.W. Young // Contractor Report. SAND 97-2426. Sandia National Laboratories, Albuquerque, N.Mex., October 1997.
18. Физика взрыва / Под ред. Л.П. Орленко Т. 2. – М.: Физматлит, 2002. – 823 с.
19. Экспериментальные данные по ударно-волновому сжатию и адиабатическому расширению конденсированных веществ / Р.Ф. Трунин [и др.] – Саров: РФЯЦ-ВНИИЭФ, 2001. – 426 с.

[12.09.2006]

**MODELLING THE PENETRATION OF A HARD STRIKER
INTO A CONCRETE OBSTACLE**

A.I. Sadyrin, S.V. Krylov, S.A. Pirogov, E.V. Tzvetkova

The paper presents constitutive equations for modeling dynamic deformation and failure of concrete and hard rocks formulated in the context of a single-phase continuum where the resistance of the continuum depends on the type of the stressed state (a varying-resistance medium).

The state of failure is reached when the ultimate damage level is accumulated in the material. The characteristics of the process of penetration of hard strikers into solid concrete and marble are examined. The overload values and maximum penetration depth values are compared with the experimental data and empirical relations.